



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學碩士 學位論文

지진 및 지진해일파의 작용하에 해안옹벽의 안정성,
육상구조물군에 작용하는 파력 및 지진해일파의 제어에
관한 연구

**The Study on Evaluation of the Stability of Retaining wall Under the
Earthquake and Tsunami, Tsunami Force Acting on Multi-Onshore Structures
and Control of Tsunami.**



指導教授 金 度 三

2010 年 8 月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

河 宣 旭

본 논문을 하선욱의 공학석사 학위논문으로 인준함.

위원장 공학박사

김 태 형



위 원 공학박사

조 효 제



위 원 공학박사

김 도 삼



2010年 8月

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

하 선 욱

The Study on Evaluation of the Stability of Retaining wall Under the Earthquake and Tsunami, Tsunami Force Acting on Multi-Onshore Structures and Control of Tsunami.

by
Sun Wook Ha

Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School
Korea Maritime University



ABSTRACT

Recently, the earthquake and tsunami have occurred frequently around world. For example, Sumatra earthquake and tsunami on December 26th, 2004, Tsunami at south pacific Samoa island on September 29th, 2009, Haiti earthquake on January 12th, 2010, Chile earthquake and tsunami on February 27th, 2010. Occurrence frequency of the earthquake and tsunami is gradually increased. Korea has experienced minor damages by tsunami originating from the west coast of Japan. If tsunami originating from hypothetical earthquake in Japan will be occurred, the southeastern coast of Korea is expected to damage by tsunami. when tsunami is attacking the coast, it is harming onshore structures. So controlling the tsunami will be important to minimize the damage. After understanding the characteristics of tsunami, we should carry out study for the control of tsunami. Also tsunami forces acting on onshore structures should be precisely estimated for the design of structures.

Therefore this study numerically investigates the wave control of 2-rowed Impermeable Rectangular Submerged Dike(IRSD) with an object of how to control short-period and solitary waves simultaneously based on the Bragg resonance phenomenon that elevates the wave control performance. The boundary integral method using Green formula and the 3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows(TWOPM-3D) by 3-D nu

merical wave flume have been used for the numerical predictions for short-period and solitary waves, respectively. These numerical models were verified through the comparisons with the previously published numerical results by other researchers. Through the parametric tests of numerical experiments for short-period waves, an optimum model of 2-rowed IRSD of a lowest transmission coefficient has been found. Furthermore, the performances of 3-D wave control for solitary waves were evaluated for the various free board, crown widths and gap distance between dikes, and have been compared with those of a single-rowed IRSD. Numerical results show that a 2-rowed IRSD with a less cross sectional area than 1-rowed one improves the wave attenuation performances when it is compared to that of single-rowed IRSD. Within the test frequency ranges of the numerical simulations conducted in this study, 2-rowed IRSD with an optimum gap distance shows an outstanding improvement of the wave attenuation up to 58% compared to that of single-rowed IRSD.

As the next step, this study investigates tsunami force acting on a group of onshore structures numerically by using the 3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D), which is based on Navier-Stokes solver. In particular, we studied on the characteristics of tsunami with respect to the arrangement of onshore structures and the distance from seawall through numerical experiments. For validation of the numerical method used in this study to calculate tsunami force, numerical results for tsunami force on the structures in coastal area are compared with available experimental data. Furthermore, a detail study on the efficiency of the numerical method is performed for the estimation of tsunami force based on the hydrostatic and hydrodynamic methods in which the numerical results are used. The obtained results are compared to the previous experimental one and design criteria. Considering both experimental results and numerical analysis results, semi-empirical formula by regression analysis is proposed. As a result, it was confirmed that the numerical analysis is effective to estimate on tsunami force acting on onshore structures.

Finally, Present study analyzes the stability of the waterfront retaining wall under the combined action of earthquake and tsunami. Adopting the limit equilibrium method, the stability of the waterfront retaining wall is checked for both the sliding and overturning modes of failure. And it is considered by forces acting on the wall which are the seismic earth pressure, seismic inertia forces, hydrodynamic pressures, hydrostatic pressures and the tsunami force. Forces due to tsunami are compared with the proposed formula and the 3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D). Also variations of the stability of wall are changed by effect of the parameters that are the tsunami water height, horizontal seismic acceleration coefficient, soil friction angle, wall friction angle and the pore pressure ratio. And present study about the stability of wall compare with exceptions of earthquake and tsunami. As a result, numerical analysis about the tsunami force is similar with proposed formula. When earthquake and tsunami was simultaneously considered, the stability of wall in passive case was significantly decrease and tsunami forces in active case were effected a resistance force on the wall and so the stability of wall was increased.

지진 및 지진해일파의 작용하에 해안옹벽의 안정성, 육상구조물 물군에 작용하는 파력 및 지진해일파의 제어에 관한 연구

河 宣 旭

韓國海洋大學校 大學院
土木環境工學科



요 약

최근 세계적으로 빈번히 발생하고 있는 지진 및 지진해일에 의해 세계 각지에서 피해가 늘어나고 있다. 2004년 12월 인도네시아 수마트라 지진 및 지진에 의한 지진해일, 2009년 9월 30일 남태평양의 사모아 제도에서 발생한 지진해일, 2010년 1월 12일에 발생한 아이티지진, 2010년 2월 27일에 발생한 칠레지진 등 지진 및 지진해일에 의한 피해가 점점 증가하고 있는 추세이다. 우리나라도 동해연안에 서 일본 근해에 기원한 지진해일로 다소의 피해를 입었으며, 향후 일본의 지진공백역 등에서 발생할 수 있는 지진해일로 피해가 예상되고 있다. 지진해일이 발생하면 경우에 따라 인명피해를 비롯하여 연안에 위치한 항만과 같은 주요한 사회간접자본시설물의 파괴, 침수 등에 의한 가옥피해 등 연안구조물에 막대한 피해를 유발시킨다. 따라서, 지진해일에 의한 피해를 저감하기 위해서는 지진해일파(고립파)의 제어특성을 파악하고 그에 따른 제어방법에 관한 연구가 수반되어야 할 것이다. 또한, 지진해일파에 의한 연안구조물의 피해를 최소화하기 위하여 육상 및 연안구조물에 작용하는 지진해일파력은 내파설계상 정확히 예측되어야 할 것이다..

먼저, 본 연구에서는 단주기파랑과 고립파를 동시에 저감시키기 위해 Bragg공진현상으로부터 입사파랑에너지를 포획하여 배후로 전달되는 파랑에너지의 저감을 도모할 수 있는 2열 불투과성 사각

형 잠제(이하에서는 2열잠제로 칭함)의 파랑제어능을 수치적으로 검토하였다. 단주기파랑에 대해서는 Green공식에 기초한 경계적분방정식법을, 고립파에 대해서는 3차원혼상류해석법을 각각 적용하여, 기존의 수치해석결과 및 고립파의 특성과 비교·분석하여 본 수치해석법의 타당성을 검증하였다. 이로 부터 단주기파랑의 제어에 있어서 최소반사율을 나타내는 2열잠제의 조건을 검토하였고, 고립파에 대해서는 2열잠제의 천단고, 천단폭, 이격거리 및 입사파고 등을 변화시켜 1열 불투과성 사각형 잠제(이하에서는 1열잠제로 칭함)에 의한 결과와의 대비를 통하여 고립파의 3차원파랑제어특성을 검토하였다. 수치해석결과는 1열잠제보다 단면적이 적은(천단고는 동일함) 2열잠제가 단주기파랑 및 고립파를 보다 효율적으로 제어하며, 특히 본 연구의 조건하에서 2열잠제의 경우가 1열잠제에 비해 약 58% 정도의 부가적인 파고저감효과를 나타내었다.

다음으로, 복수의 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력을 3차원혼상류해석법으로부터 수치적으로 검토하였다. 특히, 육상구조물의 배치형상과 호안에서의 이격거리 등에 따른 지진해일파력의 특성을 수치실험을 통해 조사하였으며, 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력에 대한 기존의 수치실험결과와 비교 및 분석하였다. 그리고, 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정을 위해 정수압적인 방법과 동수압적인 방법을 각각 적용하여 기존실험결과 및 설계기준과의 비교를 통하여 3차원수치해석의 유용성을 검토하였으며, 기존실험결과와 수치해석결과를 동시에 고려하여 동수압적인 추정법에 관한 회귀식을 제안하였다. 이로부터 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 산정에 관한 본 수치해석의 유용성을 확인할 수 있었다.

마지막으로, 해안옹벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대하여 한계평형상태해석법을 적용하여 활동 및 전도에 대한 해안옹벽의 안정성평가를 실시하였다. 안정성평가에서 해안옹벽에 작용하는 힘들로 지진토압, 지진관성력, 동수압, 정수압, 지진해일파력 등을 고려하였다. 또한, 지진해일파력에 대하여 기존의 제안식과 3차원혼상류해석법으로부터 추정된 지진해일파력을 적용하여 해안옹벽의 안정성평가를 비교분석하였다. 또한, 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등의 변화에 따른 해안옹벽의 안전율변화를 제시하였고, 해안옹벽의 안정성에 대하여 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 이로부터 지진해일파력에 대한 수치해석결과는 기존의 제안식을 적용한 결과와 유사한 것으로 나타났으며, 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우 수동적인 상황에서 해안옹벽의 안정성은 현저히 감소하고 있으며, 주동적인 상황에서 지진해일파는 저항력으로 작용하여 해안옹벽의 안정성을 증가시키는 것으로 나타났다.

목 차

ABSTRACT	i
요약	iii
목차	v
LIST OF TABLES	viii
LIST OF PHOTOS	ix
LIST OF FIGURES	x

제 1 장 서론

1.1 연구의 배경과 목적	1
1.2 연구의 구성	2



제 2 장 2 열불투과성사각형잠제를 이용한 단주기파랑 및 지진해일파의 제어

2.1 서언	4
2.2 수치해석	6
2.2.1 경사입사파동장에서 단주기파랑에 대한 경계적분방정식법의 개요	6
2.2.2 3 차원혼상류해석법의 개요	8
2.3 수치해석결과의 검증	14
2.3.1 경사입사파동장에서 단주기파랑에 대한 경계적분방정식법의 검증	14
2.3.2 3 차원혼상류해석법에 의한 3 차원수치파동수로에서 고립파의 조파검증	16
2.4 수치해석결과	17
2.4.1 경사입사파동장에서 단주기파랑의 제어	17

2.4.2 3 차원파동장에서 고립파의 제어 대상영역	19
2.5 결론	26
< 참고문헌 >	27

제 3 장 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력

3.1 서언	30
3.2 수치해석이론의 개요	33
3.2.1 기초방정식	33
3.2.2 LES 에 의한 난류응력의 해석	34
3.2.3 각 상에서 경계면의 추적	35
3.2.4 SMAC 법에 의한 이산화	36
3.2.5 고립파의 수치조파	37
3.3 수치해석결과	39
3.3.1 Simamora et al. (2007) 에 의한 수리실험의 개요	39
3.3.2 수치해석결과와 수리실험결과의 비교	41
3.4 지진해일파력의 추정	47
3.4.1 지진해일파력의 추정	47
3.4.2 정수압적인 지진해일파력의 추정	48
3.4.3 동수압적인 지진해일파력의 추정	50
3.5 결론	53
< 참고문헌 >	55

제 4 장 지진 및 지진해일파 작용하의 해안옹벽의 안정성평가

4.1 서언	58
---------------------	----

4.2 수치해석의 개요	60
4.2.1 기초방정식	60
4.2.2 LES 에 의한 난류응력의 해석	61
4.2.3 각 상에서 경계면의 추적	62
4.2.4 SMAC 법에 의한 이산화	63
4.2.5 고립파의 수치조파	64
4.3 안정성평가방법	65
4.3.1 지진에 의한 토압(P_{ae} , P_{pe})	67
4.3.2 옹벽의 지진관성력($k_h W_w$, $k_v W_w$)	68
4.3.3 동수압(P_{dyn})	68
4.3.4 정수압(P_{stu} , P_{std})	69
4.3.5 지진해일파력(P_t)	69
4.3.6 지진해일파력에 관한 수치해석조건 및 결과	69
4.4 해안옹벽의 안정성	72
4.4.1 활동에 대한 안정성평가	72
4.4.2 전도에 대한 안정성평가	73
4.5 안정성평가결과	74
4.5.1 수동적인 상황에 대한 안정성평가결과	74
4.5.2 주동적인 상황에 대한 안정성평가결과	78
4.6 결론	83
< 참고문헌 >	85
 제 5 장 결론	 87

LIST OF TABLES

Table 4.1. Values/range of different parameters in present study. 70

Table 4.2. Results of numerical analysis about wave height and wave force..... 71



LIST OF PHOTOS

Photo 3.1. Hotel damaged by Indian ocean tsunami(2004)..... 32

Photo 4.1 The photograph shows the damaged pier at Maafushi 59



LIST OF FIGURES

Fig. 2.1. Three dimensional wave field that a submerged coastal structure is installed.....	7
Fig. 2.2. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank	14
Fig. 2.3. Wave reflection and transmission coefficients due to a trench	15
Fig. 2.4. Wave reflection coefficient due to 3-rowed IRSD.....	16
Fig. 2.5. Propagation of solitary wave($H_i/h = 0.1$).....	17
Fig. 2.6. Total water volume of the solitary wave generated from the present numerical wave maker and its effective volume($H_i/h = 0.1$).....	17
Fig. 2.7. Wave reflection and transmission coefficients due to 1-rowed IRSD ($B_s/h = 2.0, (h - h_s)/h = 0.9$).....	18
Fig. 2.8. Wave reflection and transmission coefficients due to 2-rowed IRSD ($B_s/h = 0.5, W/h = 5.7, (h - h_s)/h = 0.9$).....	19
Fig. 2.9. Schematic diagram of numerical wave tank in case of 1-rowed IRSD	20
Fig. 2.10. Comparison of the surface elevation according to the change of crown height of 1-rowed IRSD ($H_i/h = 0.1, l/h = 1, B_s/h = 5$).	20
Fig. 2.11. Comparison of the surface elevation according to the change of crown width of 1-rowed IRSD ($H_i/h = 0.1, l/h = 1, (h - h_s)/h = 0.9$).....	21
Fig. 2.12. Schematic diagram of numerical wave tank in case of 2-rowed IRSD.	22
Fig. 2.13. Comparisons of the surface elevations according to the change of inner space of 2-rowed IRSD ($H_i/h = 0.1, (h - h_s)/h = 0.9, l/h = 1, B_s/h = 1$).	22
Fig. 2.14. Comparison of the surface elevation according to the changes of opening width of 2-rowed IRSD ($W/h = 5.7, (h - h_s)/h = 0.9, l/h = 1, B_s/h = 1$).....	23
Fig. 2.15. Snapshots of the computed water surface in 2-rowed IRSD ($H_i/h = 0.1, W/L_e = 0.9, (h - h_s)/h = 0.9, l/h = 3, B_s/h = 1$).....	23

Fig. 2.16. Time and spatial variations of the surface elevation on the fore, upper and behind of 1-rowed IRSD on the line $y/h = 9.25$ ($H_i/h = 0.1$, $B_s/h = 5$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$).....	24
Fig. 2.17. Time and spatial variations of the surface elevation on the fore, upper and behind of 2-rowed IRSD on the line $y/h = 9.25$ ($H_i/h = 0.1$, $W/L_e = 0.5$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$, $B_s/h = 1$).....	24
Fig. 2.18. Variation of transmission coefficient according to the change of effective length ($B_s/h = 0.5$, $W/h = 5.7$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$).....	25
Fig. 3.1. Definition sketch of experimental wave tank.....	40
Fig. 3.2. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.....	40
Fig. 3.3. Rayouts of onshore structures in experiments.....	41
Fig. 3.4. Time variation of the water level at the measuring points A_1 , A_2 and A_3 by numerical analysis and experimental.....	42
Fig. 3.5. Time variation of the wave force in case 6 according to the change of D/B	44
Fig. 3.6. Comparison of the maximum tsunami forces for all cases.	46
Fig. 3.7. Time evolution of the computed water level fluctuation in the CASE 6.....	47
Fig. 3.8. Time variation of the computed water level and velocities at the proposed positions in the absence of structure.	48
Fig. 3.9. Comparison of the nondimensional wave force.....	49
Fig. 3.10. Distribution of the value of α	50
Fig. 3.11. Comparison of the nondimensional wave force.....	51
Fig. 3.12. Comparison of the C_D value and the regression curve by $(h_i u_i^2)_m$	52
Fig. 3.13. Comparison of the C_D value and the regression curve by $h_{im} u_{im}^2$	52
Fig. 4.1. Waterfront retaining wall subjected to different forces for the passive case.....	66
Fig. 4.2. Waterfront retaining wall subjected to different forces for the active case.	66

Fig. 4.3. Seismic passive earth pressure coefficient.	68
Fig. 4.4. Seismic active earth pressure coefficient.....	68
Fig. 4.5. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.	70
Fig. 4.6. Time variations of runup heights and tsunami forces.....	71
Fig. 4.7. Factor of safety for different h_t/h_{wu} values.....	75
Fig. 4.8. Factor of safety for different k_v values.....	76
Fig. 4.9. Factor of safety for different ϕ values.....	76
Fig. 4.10. Factor of safety for different δ values.....	77
Fig. 4.11. Factor of safety for different r_u values.....	78
Fig. 4.12. Factor of safety for different h_t/h_{wu} values.....	80
Fig. 4.13. Factor of safety for different k_v values.....	81
Fig. 4.14. Factor of safety for different ϕ values.....	81
Fig. 4.15. Factor of safety for different δ values.....	82
Fig. 4.16. Factor of safety for different r_u values.....	83

1장 서론

1.1 연구의 배경 및 목적

최근 칠레, 일본, 아이티, 인도네시아, 중국 등에서 세계적으로 빈번히 발생하고 있는 지진 및 지진해일에 의해 막대한 인적·물적피해가 발생하고 있다. 그 대표적인 예들로, 2004년 12월 26일에 발생한 규모 9.0의 인도네시아 수마트라 지진은 1900년대 이후로 세계에서 3번째로 강한 지진으로 기록되었으며, 약 22만 8천명이 사망 또는 실종 되었고, 지진과 지진해일로 인하여 남아시아와 동아프리카의 14개 국가에서 약 170만명의 이재민이 발생하였다(<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews>, United State Geological Survey). 또한, 인도양지진해일의 최대피해지로 알려진 수마트라섬의 북단에 위치한 반다아체주의 경우는 12만 6천명의 사망자와 3만 7천명의 실종자가 발생한 것으로 보고되어 있다. 그리고, 2009년 9월 30일 남태평양의 사모아제도부근에서 규모 8.1의 지진으로 미국령 사모아, 사모아, 통가 등에서 지진해일이 발생하여 189명의 사망자가 발생하였으며, 2010년 1월 12일에 발생한 규모 7.0의 아이티지진으로 인하여 최소 25만명에서 최대 30만명의 사망자와 30만명의 부상자, 100만명이 넘는 이재민이 발생하였다(U.S.G.S). 또한, 2010년 2월 27일에 발생한 규모 8.8의 칠레지진으로 인하여 최소 500여명의 사망자와 약 20만채의 가옥이 피해를 입었으며, 세계 53개국에 지진해일경보가 발령되었다(U.S.G.S). 이러한 지진 및 지진해일에 의한 피해는 최근 빈번히 발생하고 있으며, 그 규모는 점점 증가하고 있는 추세이다. 우리나라도 동해연안에서 일본근해에 기원한 1983년 동해중부지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해일로 다소의 피해를 입은 경험이 있으며(국립방재연구소, 1998), 최근의 연구결과에 따르면 향후 일본의 지진공백역 등에서 발생할 수 있는 지진해일로 인한 피해가 예상된다(김도삼 등, 2007b).

지진해일은 대부분이 해저지진에 의해 발생되며, 천해로 전파됨에 따라 천수, 굴절 및 회절변형과 지형적인 요소에 의해 파고가 급격히 증가하게 되고, 경우에 따라 인명피해를 비롯하여 항만과 같은 주요한 사회간접자본시설물의 파괴, 침수 등에 의한 가옥피해 및 대규모의 지형변동 등을 유발시키며, 주로 연안구조물에 막대한 피해를 유발시키고 있다. 이러한 지진해일에 대하여 연안에서의 처오름, 세굴 및 침수 등을 실험적으로 혹은 수치적으로 검토하기 위하여 고립파가 일반적으로 적용된다(예로, Synolakis, 1986, 1987; Zelt, 1991a, 1991b; Li, Y., 2000; Tonkin et al., 2003). 따라서, 지진해일에 의한 피해를 저감하기 위해서는 지진해일파(고립파)의 제어특성을 파악하고 그에 따른 제어방법에 관한 연구가 수반되어야 할 것이다. 또한, 지진해일파에 의한 연안구조물의 피해를 최소화하기 위하여 육상 및 해안구조물에

작용하는 지진해일파력이 내파설계상 정확히 예측되어야 할 것이다. 따라서, 본 연구에서는 고립파(지진해일파)에 대하여 2열잠제의 Bragg공진현상을 이용하여 2열잠제의 배치 및 형상에 따른 고립파제어특성을 수치적으로 규명하며, 고립파와 더불어 단주기파랑에 대하여도 파랑제어기능에 관한 기본적인 특성을 수치적으로 파악하고자 한다. 또한, 지진해일의 육상으로 치오름에 따라 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 검토한다. 본 연구에서는 다양한 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 고정도로 평가할 수 있는 3차원수치모델을 연구·개발하며, 이로부터 복수의 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력 등을 본 3차원수치해석을 통하여 추정하였고, 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 추정법 및 설계기준과의 비교를 통하여 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 검토하였다. 또한, 해안옹벽에 작용하는 지진해일파력에 대하여 동일한 본 3차원수치해석을 적용하여, 지진 및 지진해일파가 동시에 작용하는 해안옹벽의 안정성평가를 실시하였다.

1.2 연구의 구성

본 연구는 총 5장으로 구성되며, 각 장의 내용은 다음과 같다.

1)제1장에서는 본 연구의 배경과 목적에 대하여 서술하고, 다음으로 구성에 대하여 간단히 기술한다.

2)제2장에서는 단주기파랑에 대한 2열잠제의 파랑제어기능을 경계적분방정식법(김도삼, 2000)으로부터 2열잠제의 내부유수역에서 발생하는 Bragg공진현상과 파랑제어기능에 관한 제반특성을 1열잠제와 대비하여 그의 기본적인 특성을 수치적으로 파악한다. 다음으로, 2열잠제가 갖는 Bragg공진현상을 이용하여 고립파를 저감시키는 공법을 수치적으로 규명하기 위하여 기체와 액체의 동적현상을 동일한 지배방정식으로 해석하는 3차원혼상류해석법(3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D))을 적용한다.

3)제3장에서는 육상구조물군에 대한 지진해일파력을 3차원혼상류해석법(3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D))으로부터 평가한다. 수치해석에서는 Navier-Stokes solver에 기초한 3차원혼상류를 대상으로, 수면형의 추적에는 VOF법(Hirt & Nichols, 1981)을, 이산방정식에는 SMAC법(Amsden & Harlow, 1970)을, 난류해석에는 LES모델(Smagorinsky, 1963)을 각각 적용한다. 한편, 대상파랑을 조파소스에 의해 조파하고, 파랑의 무반사에 스폰지층을 사용하는 3차원수치파동수로를 적용한다. 이로부터 얻어지는 수치해를 검증하기 위하여 전술한 3차원수리실험결과와 비교·분석하고, 동시에 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 검토한다.

4)제4장에서는 해안옹벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대하여 기존의 연구결과 (Choudhury et al., 2007)를 바탕으로, 한계평형상태해석법을 적용하여 해안옹벽의 안정성평가를 실시하였다. 해안옹벽의 안정성평가에 대하여 옹벽에 작용하는 지진토압 및 지진토압계수의 산정은 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)을 사용하고, 지진관성력은 지진가속도계수를 고려하여 산정하며, 지진에 의한 동수압에 대하여 Westergaard의 제안식(1933)을 적용하였다. 또한, 지진해일파력의 산정에 대하여 Choudhury et al.(2007)이 적용한 Yeh. H(2006), CRATER(2006) 등의 제안식과 본 연구에서의 3차원혼상류해석법(3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D))으로부터 추정된 지진해일파력을 적용하여 해안옹벽의 안정성평가를 비교분석하였으며, 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다.

5)제5장에서는 이상으로부터 도출된 중요한 사항을 요약하여 본 논문의 종합결론으로 한다.



2장 2열불투과성사각형잠제를 이용한 단주기파랑 및 지진해일파의 제어

2.1 서언

2004년 12월 26일에 발생한 규모 9.0의 인도네시아 수마트라 지진으로 인한 지진해일은 엄청난 재산 및 인명피해를 발생시켰다. 지진해일은 대부분이 해저지진에 의해 발생되며, 천해로 전파됨에 따라 천수, 굴절 및 회절변형과 지형적인 요소에 의해 파고가 급격히 증가하게 되고, 경우에 따라 인명피해를 비롯하여 연안에 위치한 항만과 같은 주요한 사회간접자본시설물의 파괴, 침수 등에 의한 가옥피해 및 대규모의 지형변동 등을 유발시킨다. 우리나라도 동해연안의 경우 일본근해에 기원한 1983년 동해중부 지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해일로 다소의 피해를 입은 경험이 있으며(국립방재연구소, 1998), 최근의 연구결과에 따르면 향후 일본의 지진공백역 등에서 발생할 수 있는 지진해일로 인한 피해가 예상된다(김도삼 등, 2007b). 하지만, 우리나라의 경우에는 1983년도 동해중부지진해일에 의하여 임원항의 인근지역에서 3~5m의 처오름(국립방재연구소, 1998; 김도삼 등, 2007b; Sohn et al., 2009)이 발생한 경우가 있지만, 빈번한 지진해일의 피해를 경험하는 인도네시아나 일본과 같은 지진해일 상습 재해국가에 비하면 지진해일의 직접적인 피해는 상대적으로 크지 않은 것으로 판단된다.

지진해일의 수치시뮬레이션에서는 초기조건으로 지진단층모델을 사용하여 해저지각변동의 연직성분을 해면상에 주는 방법을 적용하고(Mansinha and Smylie, 1971), 이로 인한 지진해일의 전파에는 연직방향으로 적분된 연속방정식 및 운동방정식(천수방정식)을 적용하는 2차원평면파랑해석법이 일반적으로 적용된다(예로, Cho and Lee, 2002; 김도삼 등, 2007a). 여기서, 본 연구에서 대상으로 하는 불투과성잠제의 경우는 구조물의 전체가 수중에 존재하고, 잠제의 천단상에서 수심변화에 따른 쇄파발생 등으로 2차원평면파랑해석법으로는 파랑제어능 및 설계시 작용파력 등을 충분히 파악할 수 없는 단점이 있으므로 3차원해석법을 채용한다. 또한, 지진해일은 극단적으로 긴 주기를 갖는 파랑이지만 제1파는 고립파로 근사될 수 있으며, 따라서 본 연구에서는 고립파로 근사될 수 있는 조건하의 지진해일을 대상으로 한다.

이상의 조건과 가정하에 본 연구에서는 불투과성잠제를 2열로 배치하였을 때 나타나는 Bragg공진현상(Cho et al., 1995; Liu and Cho, 1993; 김도삼, 2000)을 이용하여 단주기파랑과 고립파를 동일한 구조물로 저감시키는 공법을 모색한다. 잠제를 이용한 단주기파랑의 제어방법은 2차원의 경우에 다열잠제에 의한 파랑의 전달율과 반사율에 관한 연구(김도삼, 2000), VOF법에 기초한 불투과성잠제의 주변파동장에 관한

수치해석(김도삼 등, 2001; 허동수 · 김도삼, 2003) 등에 의해 다수 연구되어 왔다. 그리고, 고립파와 수중 구조물과의 간섭현상은 Boussinesq방정식이나 KdV방정식을 적용한 Madsen and Mei(1969), Seabra-Santtos et al.(1987) 및 Goring and Raichlen(1990)의 연구 등을 들 수 있지만, 이러한 해석법은 수중구조물상에서 발생하는 쇄파와 같은 강비선형파랑을 해석할 수 없는 단점이 지적되어 있다(Huang and Dong, 2001). 한편, Navier-Stokes방정식류에 기초한 지배방정식을 사용하여 고립파와 수중구조물과의 강비선형간섭현상을 검토한 연구로 Zhuang and Lee(1996), Tang and Chang(1998), Huang and Dong(1999), Dong and Huang(1999), Huang et al.(2003), Chang et al.(2001), Lin(2004) 및 이광호 등(2008a)의 다수의 논문을 들 수 있다. 여기서, Zhuang and Lee(1996)은 포텐셜흐름장을 해석하기 위하여 경계요소법을 적용하였고, Tang and Chang(1998)은 잠제의 주변에서 와의 발생을 검토하였다. 그리고, Huang and Dong(1999) 및 Dong and Huang(1999)은 고립파 작용하에 1열잠제의 주변에서 흐름장, 유속분포 및 작용과력 등을 면밀히 검토하였고, Chang et al.(2001)은 RANS(Reynolds Averaged Navier Stokes)모델을 적용하여 1열잠제의 주변에서 흐름박리로 인한 와도의 생성 등을 수치해석 및 실험으로부터 논의하였다. Lin(2004)은 Chang et al.(2001)과 같은 RANS모델을 적용하여 1열잠제와 고립파와의 간섭현상을 논의하고, 1열잠제에 의한 반사율과 전달율을 산정하였으며, 이광호 등(2008a)은 2열잠제로 고립파의 전달율을 제어하는 방법 및 2열잠제의 내부유수역이 갖는 파랑에 대한 Bragg공진현상과 파랑제어기능과의 상관관계 등을 여러 측면에서 검토하였다.

이상의 연구에서 이광호 등(2008a)을 제외하면 대부분이 1열잠제와 같은 독립된 수중구조물과 고립파와의 상호간섭현상을 규명하고 있고, 또한 대부분이 2차원적으로 접근하고 있다. 하여튼, 이하의 본 연구에서와 같이 2열잠제에 의한 고립파의 파랑변형에 대한 3차원적인 접근 및 2열잠제를 통한 단주기 파랑 및 고립파의 동시제어라는 측면에서 수행된 연구에는 거의 없는 것으로 판단된다. 따라서, 이하에서 검토되는 고립파의 제어특성에 관련된 연구결과들은 전술한 바와 같은 지진해일의 제어특성과도 연계될 수 있을 것이다.

이와 같은 연구배경에 기초하여, 본 연구에서는 단주기파랑에 대한 2열불투과성사각형잠제(2-rowed Impermeable Rectangular Submerged Dike(IRSD), 이하에서는 2열잠제로 칭함)의 파랑제어기능을 경사입사 파동장으로 확장하여 경계적분방정식법(김도삼, 2000)으로부터 2열잠제의 내부유수역에서 발생하는 Bragg공진현상과 파랑제어기능에 관한 제반특성을 입사파향, 2열잠제에서 내부유수실의 거리 및 천단고 등의 변화에 따른 파랑의 선형전달율과 반사율을 1열잠제와 대비하여 그의 기본적인 특성을 수치적으로 파악한다. 다음으로, 2열잠제가 갖는 Bragg공진현상을 이용하여 고립파를 저감시키는 공법을 수치적으로 규명하기 위하여 기체와 액체의 동적현상을 동일한 지배방정식으로 해석하는 3차원혼상류해석법(3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D))을 적용한다. 3차원혼상류해석법에 기초한 수치실험은 기체와 액체의 경계면을 추적하기 위한 VOF(Volume Of Fluid; Hirt & Nichols, 1981)법과 계

산격자크기 이하의 와류에 대해 LES모델(Large Eddy Simulation; Smagorinsky, 1963)을 적용하고 있고, 또한 무반사조파기능과 에너지감쇠영역으로부터 개경계에서의 무반사의 실현이 가능한 3차원수치파동수로 (이광호 등, 2008b)에서 수행된다. 수치실험으로부터 고립파의 파랑특성을 분석하고, 고립파에 대한 기존의 결과(Dean & Dalrymple, 1991)와 비교하여 본 해석법의 타당성을 검증한다. 더불어, 2열잠제의 배치 및 형상에 따른 고립파제어특성을 고찰하고, 고립파를 효과적으로 제어할 수 있는 방안을 모색함으로써 지진해일에 관한 연안방재계획의 기초자료를 얻고자 한다.

2.2 수치해석

2.2.1 경사입사파동장에서 단주기파랑에 대한 경계적분방정식법의 개요

Fig. 2.1과 같은 일정수심의 3차원파동장에 임의형상의 수중구조물이 설치된 경우를 고려한다. 단, 구조물의 y 축방향으로 단면변화는 없는 것으로 한다. 입사파랑은 그림에 나타낸 바와 같이 x 축에 대해 입사각 θ 를 갖는다. 이 때, 유체영역을 구조물에 의한 산란파가 존재하는 영역(0), 구조물로부터 충분히 떨어져 진행파성분만이 존재하는 영역(1)과 영역(2)로 분할하면 영역(1)은 입사파성분과 반사파성분이 동시에 존재하고, 영역(2)는 전달파성분만이 존재하게 된다.

유체를 비점성비압축 및 비회전의 이상유체를 가정하면 본 3차원파동장의 지배방정식은 속도포텐셜 함수 $\phi(x, y, z; t) = \frac{g\eta_0}{\sigma} \phi(x, y, z) e^{i\sigma t}$ (여기서, x, y, z 는 공간좌표, t 는 시간, g 는 중력가속도, η_0 는 입사파의 진폭, σ 는 각주파수, $i = \sqrt{-1}$)에 관한 다음의 Laplace방정식으로 표현될 수 있다.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (2.1)$$

영역(1)과 (2)에서의 속도포텐셜 ϕ_1 과 ϕ_2 는 식(2.1)과 주어지는 경계조건(자유수면경계조건, 해저면 경계조건 및 Sommerfeld방사경계조건)을 각각 만족하는 다음의 식으로 주어진다.

$$\phi_1(x, y, z) = e^{-iky \sin \theta} (e^{ikx \cos \theta} + K_r e^{-ikx \cos \theta}) \Omega(z) \quad (2.2)$$

$$\phi_2(x, y, z) = e^{-iky \sin \theta} K_t e^{ikx \cos \theta} \Omega(z) \quad (2.3)$$

여기서, $\Omega(z) = \cosh k(h+z)/\cosh kh$, k 는 파수로 분산관계식 $\sigma^2/g = k \tanh kh$ 로부터 산정되고, K_r, K_t 는 각각 복소반사율과 전달율을 나타낸다. 한편, 위 식의 유도과정에서 Snell법칙 $k \sin \theta = \text{const.}$ 의 관계가 적용되었다.

따라서, 영역(0)에서는 영역(1), (2)에서와 같이 구조물에 의한 파랑의 회절현상이 발생하지 않고 굴절 현상만이 발생하므로 속도포텐셜 을 다음과 같이 추정할 수 있다.

$$\phi_0(x, y, z) = e^{-iky \sin \theta} f(x, z) \quad (2.4)$$

식(2.4)를 식(2.1)에 대입하여 정리하면 미지함수 에 대한 다음의 Helmholtz방정식을 얻을 수 있다.

$$\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial z^2} - (k \sin \theta)^2 f = 0 \quad (2.5)$$

여기서, 식(2.5)는 시간의존성이 없는 2차원 Klein-Gordon방정식을 나타낸다.

식(2.5)로부터 속도포텐셜 ϕ 에 관한 3차원파동장은 f 에 관한 2차원파동경계치문제로 귀착되며, 식 (2.5)의 특해인 Green 함수 G 는 다음의 0차 제2종변형 Bessel 함수 K_0 로 주어진다.

$$G(r) = \frac{1}{2\pi} K_0(kr \sin \theta) \quad (2.6)$$

여기서, $r = \sqrt{(\xi - \xi')^2 + (\zeta - \zeta')^2}$, (ξ, ζ) 와 (ξ', ζ') 는 유동점과 고정점의 (x, z) 좌표이다.

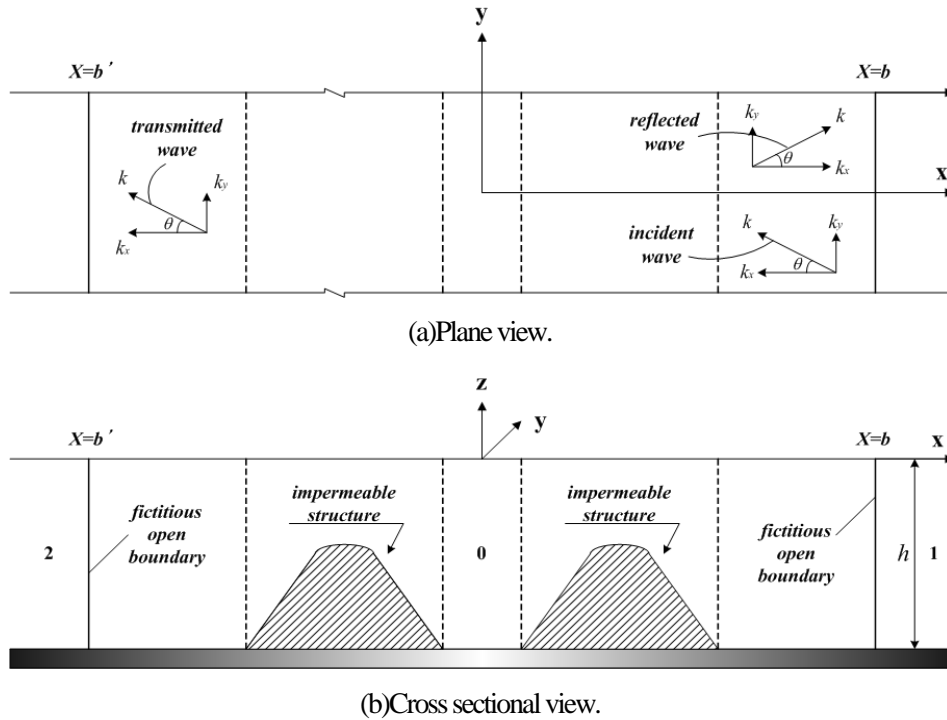


Fig. 2.1. Three dimensional wave field that a submerged coastal structure is installed.

따라서, 식(2.6)으로 주어지는 특해인 Green함수 G 를 Green공식에 적용하면 다음의 경계적분방정식을 나타낼 수 있다.

$$f(\xi', \zeta') = \alpha \int_s (G(r) \frac{\partial f(\xi, \zeta)}{\partial \nu} - f(\xi, \zeta) \frac{\partial G(r)}{\partial \nu}) ds \quad (2.7)$$

여기서, s 는 경계선, α 는 고정점이 경계선상에 있을 경우에는 $\alpha = 2$, 경계선 외에 있을 경우에는 $\alpha = 1$ 로 주어지는 계수, ν 는 경계선상에서 외향법선방향을 나타낸다.

이상으로부터 식(2.7)을 이산화한 결과에 영역(0)에서 자유수면경계조건, 해저면경계조건, 구조물표면에서 불투과경계조건 및 영역분할면에서의 접합조건을 적용하여 반사율 $|K_r|$ 및 전달율 $|K_t|$ 를 산정할 수 있다.

2.2.2 3차원혼상류해석법의 개요

(1) 기초방정식

서로 혼합되지 않는 혼상(multi-phase)의 점성 및 비압축성 유체를 고려하면 각각의 유체는 서로 다른 상의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서로 혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해서 단일유체모델(one-filed model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다. 본 연구에서는 해석영역내에 액체와 기체를 고려하는 혼상류를 대상으로 한다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 식(2.8) 및 식(2.9)~(2.11)와 같이 단일의 연속방정식 (2.8)과 각 방향의 Navier-Stokes 운동방정식 (2.9)~(2.11)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^* \quad (2.8)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{xx} + 2\hat{\nu} D_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{xy} + 2\hat{\nu} D_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{xz} + 2\hat{\nu} D_{xz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\ & - \frac{2\hat{\nu}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial x} \end{aligned} \quad (2.9)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} \\
& + \frac{\partial}{\partial x}(-\tau_{yx} + 2\hat{v}D_{yx}) + \frac{\partial}{\partial y}(-\tau_{yy} + 2\hat{v}D_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\tau_{yz} + 2\hat{v}D_{yz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\
& - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y}
\end{aligned} \quad (2.10)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} \\
& + \frac{\partial}{\partial x}(-\tau_{zx} + 2\hat{v}D_{zx}) + \frac{\partial}{\partial y}(-\tau_{zy} + 2\hat{v}D_{zy}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\tau_{zz} + 2\hat{v}D_{zz}) \\
& + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w
\end{aligned} \quad (2.11)$$

$$q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases} \quad (2.12)$$

여기서, t 는 시간, u, v, w 는 x, y, z 방향에 대한 각 유속성분, p 는 압력, g 는 중력가속도, τ_{ij} 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력, D_{ij} 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분, F_s 는 표면장력에 의한 체적력, λ 는 부가 감쇠영역에서의 감쇠계수, $\hat{\rho}$ 는 밀도, \hat{v} 는 동점성계수를 각각 나타낸다. q^* 는 조파소스의 유량밀도로, 조파소스가 위치하는 $x=x_s$ 이외의 영역에서는 0으로 주어진다. δ_x 는 $x=x_s$ 를 포함하는 x 방향의 격자폭이다. 또한, 위의 식에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (2.8)~(2.11)에 의해 표현된다. 이와 같은 단일유체모델은 계산격자내에 다상유체의 균질혼합을 가정한 혼합유체모델과 대조적인 것으로, 경계면을 통한 각 상 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 장점이 있다(Akiyama and Aritomi, 2002). 또한, 경계면에서 혼상유체의 거동을 밀도와 점성에 대하여 가중평균을 이용한 단일의 운동방정식을 적용함으로써 혼상류해석에서는 복잡한 자유수면경계조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단상으로의 월류 및 월파와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있고, 자유수면의 처리에 대한 수치프로그램을 보다 간략하게 구성할 수 있다는 큰 장점을 지닌다.

(2) LES에 의한 난류응력의 해석

SGS에서 외에 의한 에너지소산을 고려하기 위해 Smagorinsky model(Smagorinsky, 1963)을 적용하였다. Smagorinsky model은 필터폭을 대표길이로 하는 외점성모델이며, LES와 동일시될 정도로 대표적인 모델

이다. Smagorinsky model에서는 난류응력 τ_{ij} 를 와점성근사를 도입하여 다음의 식으로 나타낸다.

$$\tau_{ij} = -2v_e D_{ij} \quad (2.13)$$

여기서, v_e 는 와동점계수로 다음의 식(2.14)에 나타내는 바와 같이 특성길이(필터폭) Δ 와 변위-응력텐서 D_{ij} 의 강도에 비례한다.

$$v_e = (C_s \Delta)^2 |D_{ij}| \quad (2.14)$$

여기서, C_s 는 Smagorinsky의 상수로 본 연구에서는 $C_s=0.173$ 을 적용하였다. 또한, SGS의 특성길이 Δ 와 변위-응력텐서 D_{ij} 의 강도는 다음과 같이 결정된다.

$$\Delta = \sqrt[3]{\Delta_x \Delta_y \Delta_z} \quad (2.15)$$

$$|D_{ij}| = 2(D_{xx}^2 + D_{yy}^2 + D_{zz}^2) + 4(D_{xy}^2 + D_{yz}^2 + D_{zx}^2) \quad (2.16)$$

(3) 각 상에서 경계면의 추적

본 연구에서는 2상의 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 적용한다. Hirt and Nichols(1981)에 의해 제안된 VOF법 이후로 GENSMAC(Tome and McKee, 1994), TUMMAC(Miyata and Nishimura, 1985), FCT-VOF(Rudman, 1997) 및 MARS(Kunugi, 2000)을 포함한 많은 수정 및 확장된 경계면의 추적법이 접면의 재구축으로 인한 오차를 줄이기 위하여 대체스킴으로 제안되어 왔다. 그러나 이러한 방법은 수치모델 자체가 가지고 있는 복잡한 알고리즘 때문에 부가적인 계산시간이 요구되며 특히 3차원수치해석의 경우에는 수치모델의 적용성이 분명하지 않을 뿐만 아니라 상당한 부가적인 계산시간이 요구된다. 비록 Hirt and Nichols(1981)의 VOF법이 경계면의 재구축에 SLIC(Simplified Line Interface Calculation)을 사용하지만 그의 적용에 대해서는 많은 연구자들에 의해 검증되어 왔다. 이와 같은 배경에 기초하여 본 연구는 상당한 계산시간을 요구하는 3차원수치해석이므로 기존의 VOF법을 적용하는 것으로 하였다.

VOF법은 0(기체의 경우)에서 1(액체의 경우)까지의 범위를 갖는 컬러함수(color function)인 VOF함수 F 에 기초를 두고 있다. VOF함수를 사용하면 $0 < F < 1$ 을 갖는 각 계산셀에서 혼합되지 않는 두 유체간의 경계면이 결정된다. 또한, 경계면이 위치하는 계산셀에서 2상의 유체밀도 $\hat{\rho}$ 와 동점성계수 $\hat{\nu}$ 는 각각 다음과 같이 주어지는 VOF함수에 의해 평가된다.

$$\hat{\rho}_{ijk} = F_{ijk} < \rho_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \rho_a >_{ijk} \quad (2.17)$$

$$\hat{v}_{ijk} = F_{ijk} < v_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < v_a >_{ijk} \quad (2.18)$$

여기서, 첨자 w 및 a 는 액체와 기체의 물리량을 각각 나타낸다. 한편, VOF함수의 이류는 다음과 같이 각 셀에서 액체의 보존을 고려함으로서 얻어진다.

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial(uF)}{\partial x} + \frac{\partial(vF)}{\partial y} + \frac{\partial(wF)}{\partial z} = q^* \quad (2.19)$$

경계면의 위치는 각각의 경계면셀에서 VOF함수의 기울기 ∇F 에 의해 결정된다.

(4) SMAC법에 의한 이산화

본 연구에서 기초방정식 (2.8)~(2.12) 및 VOF함수의 이류방정식 (2.19)는 직교교호격자를 적용한 유한 차분법에 의해 이산화된다. 이산화방정식은 Amsden and Harlow(1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계산된다. SMAC법에서 운동량방정식의 모든 항은 $n + 1$ 의 시간스텝에서 임시유속 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 에 대해 첫 번째 스텝에서 다음의 식과 같이 양적으로 계산된다.

$$\frac{\tilde{u} - u^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.20)$$

$$\frac{\tilde{v} - v^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.21)$$

$$\frac{\tilde{w} - w^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.22)$$

여기서, VIS 는 점성항, SOR 은 소스항, EXT 는 부가감쇠영역에서의 감쇠항이나 표면장력에 의한 체적력 등을 나타낸다. 두 번째 스텝에서는 연속방정식이 만족되도록 식(2.20)~(2.22)의 임시유속장에 대한 Poisson 방정식을 음적으로 해석한다. 즉, 임시유속장은 다음의 시간스텝에서 압력을 사용하여 다음과 같이 개선된다.

$$u^{n+1} = \tilde{u} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial x} \quad (2.23)$$

$$v^{n+1} = \tilde{v} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial y} \quad (2.24)$$

$$w^{n+1} = \tilde{w} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial z} \quad (2.25)$$

여기서, $(\delta p)^{n+1} = p^{n+1} - p^n$ 이다. 계산된 임시유속장 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 가 연속방정식을 만족함으로써 다음의 식과 같은 압력보정에 대한 Poisson방정식을 얻는다. 식(2.26)로부터 압력보정 δp 에 관한 연립1차방정식을 구성하여 Bi-CGSTAB으로부터 δp 를 산정한다.

$$\frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} = -\frac{1}{\Delta t} \left(\frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{v}}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{w}}{\partial z} \right) \quad (2.26)$$

이상의 기초방정식을 교호격자를 이용한 유한차분법에 의해 해석하였다. 경계조건으로는 전술한 바와 같이 서로 혼합되지 않는 혼상류의 유체운동을 고려하고 있으므로 액체만을 고려하는 단상류의 경우와 달리 자유수면의 경계조건이 불필요하고, 계산영역의 최상단에서는 압력의 일정조건을, 수로 바닥과 측면경계를 처리하기 위하여 불투과조건과 slip조건을 각각 적용하였다.

(5) 고립파의 수치조파

고립파와 구조물과의 상호간섭을 해석하기 위하여 2차원수치파동수로(Hinatsu, 1992; 김도삼 등, 2001)를 3차원으로 확장한 Fig. 2.2와 같은 3차원수치파동수로(이광호 등, 2008b)를 고려한다. 해석영역내에서는 수치적으로 고립파를 발생시키기 위한 조파소스(Brorsen & Lasen, 1987; 김도삼 등, 2001)와 무반사조파 시스템을 위한 에너지감쇠영역이 고려되고, 3차원파동장에서 고립파의 파랑제어능을 검토하기 위하여 1열잠제 혹은 2열잠제가 설치된다. 조파소스에서의 조파강도는 다음의 식으로 주어진다.

$$q(y, z; t) = 2U_0 \quad (2.27)$$

여기서, U_0 는 발생파의 수평유속성분을 각각 나타내며, 본 연구에서는 조파소스강도 q 로서 식(2.28)과 같이 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고립파의 3차근사이론에 의한 수평방향유속 U_0 를 적용한다(Fenton, 1972).

$$U_0 = \sqrt{gh} [E_s S^2 - E_s^2 C_a - E_s^3 \{C_b + C_c\}] \quad (2.28)$$

여기서,

$$C_a = -\frac{1}{4}S^2 + S^4 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(\frac{3}{2}S^2 - \frac{9}{4}S^4\right)$$

$$C_b = \frac{19}{40}S^2 + \frac{1}{5}S^4 - \frac{6}{5}S^6 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(-\frac{3}{2}S^2 - \frac{15}{4}S^4 + \frac{15}{2}S^6\right)$$

$$C_c = \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(-\frac{3}{8}S^2 - \frac{45}{16}S^4 + \frac{45}{16}S^6\right)$$

그리고, \bar{z} 는 물입자의 연직방향 평균위치를 나타내며, E_s 와 S 는 다음의 식과 같이 정의된다.

$$E_s = \frac{H_i}{h} \quad (2.29)$$

$$S = \text{sech} \alpha \hat{x} \quad (2.30)$$

여기서, h 는 수심, H_i 는 고립파의 입사파고를 나타내며, α 와 \hat{x} 는 각각 다음의 식으로 주어진다.

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4}E_s \left\{1 - \frac{5}{8}E_s + \frac{71}{128}E_s^2\right\}} \quad (2.31)$$

$$\hat{x} = \frac{x_s - C_t}{h} \quad (2.32)$$

여기서, C 는 고립파의 파속으로, 고립파의 3차근사이론에 의하면 다음의 식과 같이 표현된다.

$$C = \sqrt{gh} \left[1 + \frac{1}{2}E_s - \frac{3}{20}E_s^3 + \frac{3}{56}E_s^3\right] \quad (2.33)$$

Ohyama & Nadaoka(1991)는 수치파동수로내에서 구조물이 설치될 경우 조파소스의 위치에서 반사파의 영향을 고려하여 조파소스지점에서 연직적분치가 반사파가 없는 경우와 분포형상이 상사되도록 다음의 식을 고려하고 있다.

$$q = 2U_0 \frac{\eta_0 + h}{\eta_s + h} \quad (2.34)$$

여기서, η_0 와 η_s 는 각각 조파소스의 위치에서 수위변동과 조파소스에 의해 기대되는 수위변동이다. 본 연구에서 η_0 는 다음의 식과 같은 고립파의 3차근사식을 적용하여 산정된다(Fenton, 1972).

$$\eta_0 = h \left[1 + E_s S^2 \hat{t} + E_s^3 \left(\frac{5}{8}S^2 \hat{t}^2 - \frac{101}{80}S^4 \hat{t}^2\right)\right] \quad (2.35)$$

여기서, \hat{t} 는 다음의 식(2.36)과 같이 주어진다.

$$\hat{t} = \tanh \alpha \frac{x_s - Ct}{h} \quad (2.36)$$

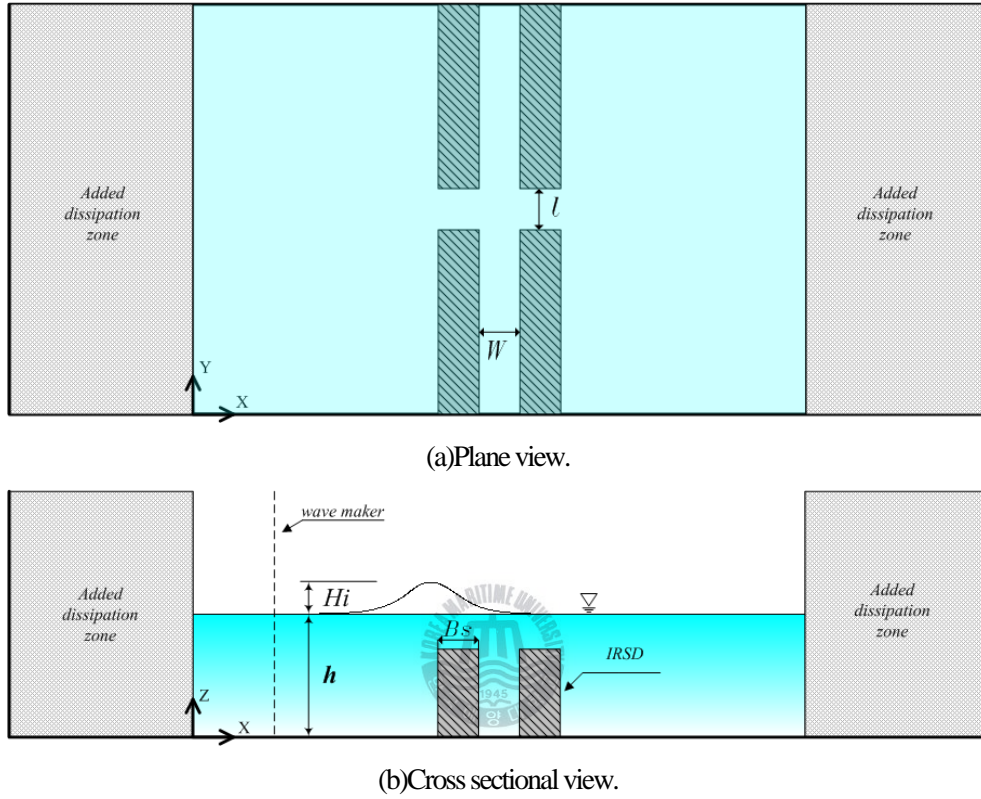


Fig. 2.2. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.

2.3 수치해석결과와 검증

2.3.1 경사입사파동장에서 단주기파랑에 대한 경계적분방정식법의 검증

Fig. 2.3과 2.4는 경사입사파동장을 대상으로 수중구조물(트렌치와 3열잠제)에 의한 단주기파의 파랑 변형율에 대한 기존의 고유함수전개법(Kirby & Dalrymple, 1983; Kioka et al., 1989)을 이용한 수치해석결과와 본 연구의 경계적분방정식법에 의한 수치해석결과를 각각 비교한 것이다. 여기서, Fig. 2.3의 경우는 트렌치에 의한 반사율 $|K_r|$ 과 전달율 $|K_t|$ 를 나타낸 것으로, 입사파랑의 입사각이 $\theta = 45^\circ$, 수심 h 에 대한 트렌치내의 수심 h_t 의 비가 $h_t/h = 3.0$, 수심 h 에 대한 트렌치폭 B_t 와의 비가 $B_t/h = 20.0$ 인 경우에 대한 결과를 나타내고 있다. Fig. 2.3으로부터 kh 에 따른 반사율과 전달율의 변화과정 및 $kh \approx 0.6$ 에서 전달율이 최소가 되는 현상에 대한 두 해석결과가 매우 잘 일치하고 있음을 확인할 수 있다. Fig.

2.4는 3열잠제에 의한 반사율 $|K_r|$ 를 비교한 것으로, 입사파랑의 입사각이 $\theta = 0^\circ$, 잠제간의 이격거리 W 와 해저에서 잠제의 천단까지 연직높이 $h - h_s$ (여기서, h_s 는 잠제의 천단수심)와의 비가 $W/(h - h_s) = 4.0$, 잠제의 폭 B_s 와 $h - h_s$ 와의 비가 $B_s/(h - h_s) = 1.0$, 수심 h 와 $h - h_s$ 와의 비가 $h/(h - h_s) = 1.5$ 인 경우에 대한 결과를 나타내고 있다. Fig. 2.4의 3열잠제의 해석결과에서도 Fig. 2.3과 동일하게 $k(h - h_s)$ 의 변화에 따른 반사율의 변화과정과 $k(h - h_s) \approx 0.5$ 에서 발생하는 최대반사율까지 두 해석결과가 매우 잘 대응하고 있음을 알 수 있다. 여기서, 여러 가지 파라미터의 변화에 따른 검증은 수행되지 않았지만 본 해석법과 동일한 수법을 사용한 김도삼 등(2000)을 참조하기 바란다.

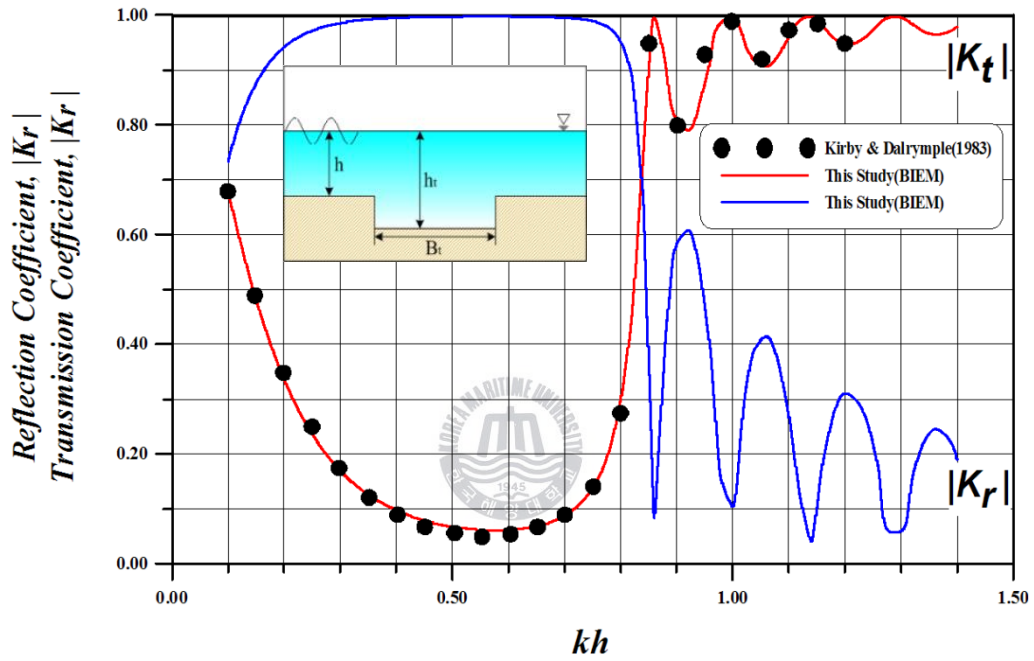


Fig. 2.3. Wave reflection and transmission coefficients due to a trench
 $(\theta = 45^\circ, h_t/h = 3.0, B_t/h = 20.0)$.

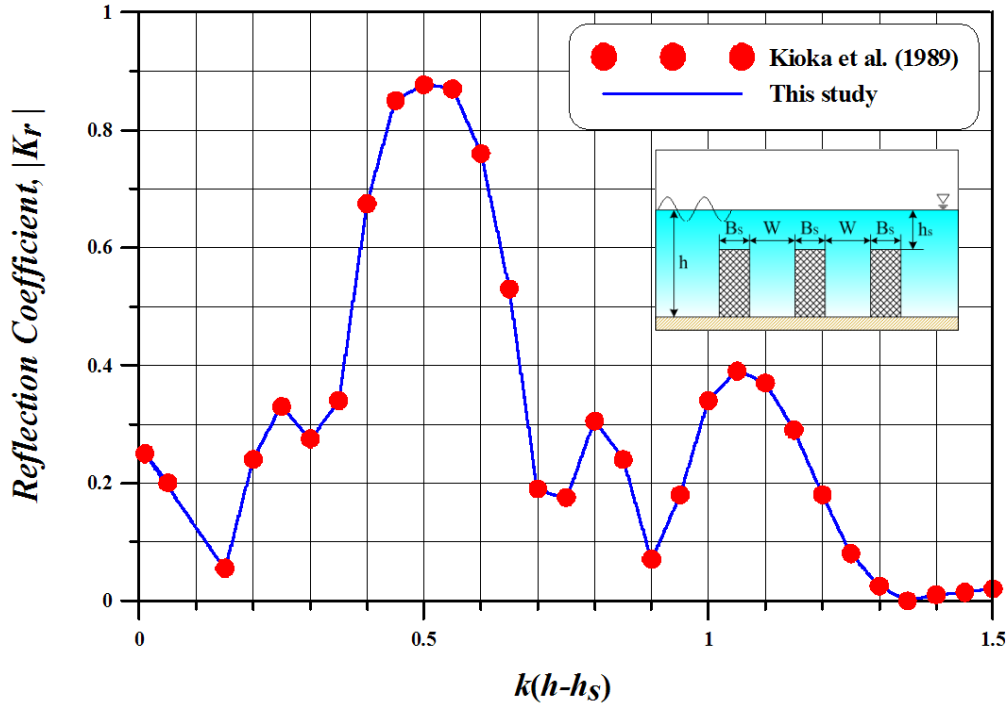


Fig. 2.4. Wave reflection coefficient due to 3-rowed IRS

($\theta = 0^\circ, W/(h - h_s) = 4.0, B_s/(h - h_s) = 1.0, h/(h - h_s) = 1.5$).

2.3.2 3차원혼상류해석법에 의한 3차원수치파동수로에서 고립파의 조파검증

TWOPM-3D모델에 의한 3차원수치파동수로에서 조파소스에 의한 고립파의 조파방법 및 발생된 고립파의 전달과정에 대한 타당성을 검증하기 위하여 수심 $h = 40\text{cm}$ 및 입사파고 $H_i = 4\text{cm}$ 의 고립파 (Fenton, 1972)의 조파를 목표로 조파소스로부터 수치조파하였다. Fig. 2.5는 조파소스에 의해 조파된 고립파의 수치파동수로내에서 전달과정을 공간적으로 표현한 것으로, 입사파고 H_i 와 수위변동 η 의 비로 무차원화하여 나타내었다. 그림으로부터 목표입사파고 H_i 가 동일하게 유지되면서 전파되는 것을 확인할 수 있다. 또한, 고립파의 파장은 무한한 길이를 가지므로 공학적인 의미를 갖는 고립파의 유효거리 L_e 를 산정하는 경우가 많다. 본 연구에서는 다음의 식(2.37)을 이용하여 고립파의 유효거리를 산정하였으며, Fig. 2.6은 수치파동수로내에서 고립파의 최대파고가 $x/h = 25$ 에 도달한 경우에 수위변동 η/H_i 의 공간분포를 $x = 25h$ 를 원점으로 재설정하여 나타낸 것이다. 여기서, 고립파의 수량은 파형을 적분함으로서 산정될 수 있고, 유효거리 L_e 내에 존재하는 수량의 유효체적은 전체적의 95%를 차지하는 것으로 알려져 있다(Dean & Dalrymple, 1991). Fig. 2.6으로부터 유효거리와 유효체적을 산정하면 고립파의 유효거리가 536cm, 유효체적이 94.95386%로 산정되었다. 따라서, 본 연구의 조파방법으로부터 발생된 고립파는 유효체적의 비율이 95%인 이론치와 매우 잘 일치한다는 것을 알 수 있다.

$$L_e = \frac{4.24h}{\sqrt{H/h}} \quad (2.37)$$

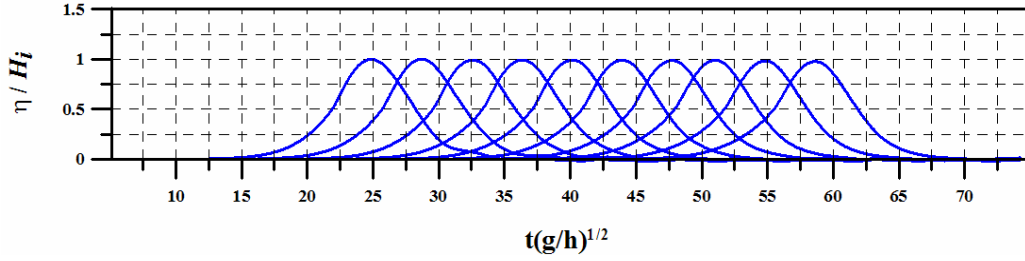


Fig. 2.5. Propagation of solitary wave($H_i/h = 0.1$).

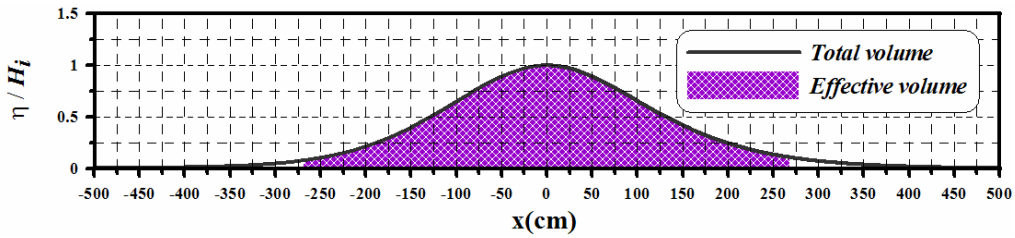


Fig. 2.6. Total water volume of the solitary wave generated from the present numerical wave maker and its effective volume($H_i/h = 0.1$).

2.4 수치해석결과

2.4.1 경사입사파동장에서 단주기파랑의 제어

Fig. 2.7은 $B_s/h = 2.0$, $(h - h_s)/h = 0.9$ 의 1열잠제에 있어서 kh 의 변화에 따른 파랑변형형을 나타낸 것으로, Fig. 2.7(a)의 경우가 입사파향각 $\theta = 0^\circ$, Fig. 2.7(b)의 경우가 $\theta = 45^\circ$ 에 대한 결과이다. 그림으로부터 kh 의 변화에 따라 반사율 $|K_r|$ 및 전달율 $|K_t|$ 의 극대치 및 극소치가 반복적으로 나타나며, 장주기측으로 갈수록(kh 의 값이 작을수록) 반사율의 극대치는 커지는 반면에 전달율의 극소치는 작아지는 것을 알 수 있다. 또한, 단주기측으로 갈수록(kh 의 값이 클수록) 극대치 및 극소치가 출현하는 kh 의 간격이 넓어지고, 동일한 잠제의 형상과 입사파랑조건하에 입사파향각이 큰 경우가 반사율은 작아지고, 더불어 전달율이 커지는 경향을 나타낸다. 이상의 한정된 계산조건하이지만 최소의 전달율은 입사파향각 $\theta = 0^\circ$ 의 경우는 $kh \approx 0.2$ 에서 $|K_t| \approx 0.57$, $\theta = 45^\circ$ 의 경우는 $kh \approx 0.21$ 에서 $|K_t| \approx 0.73$ 을 갖는다.

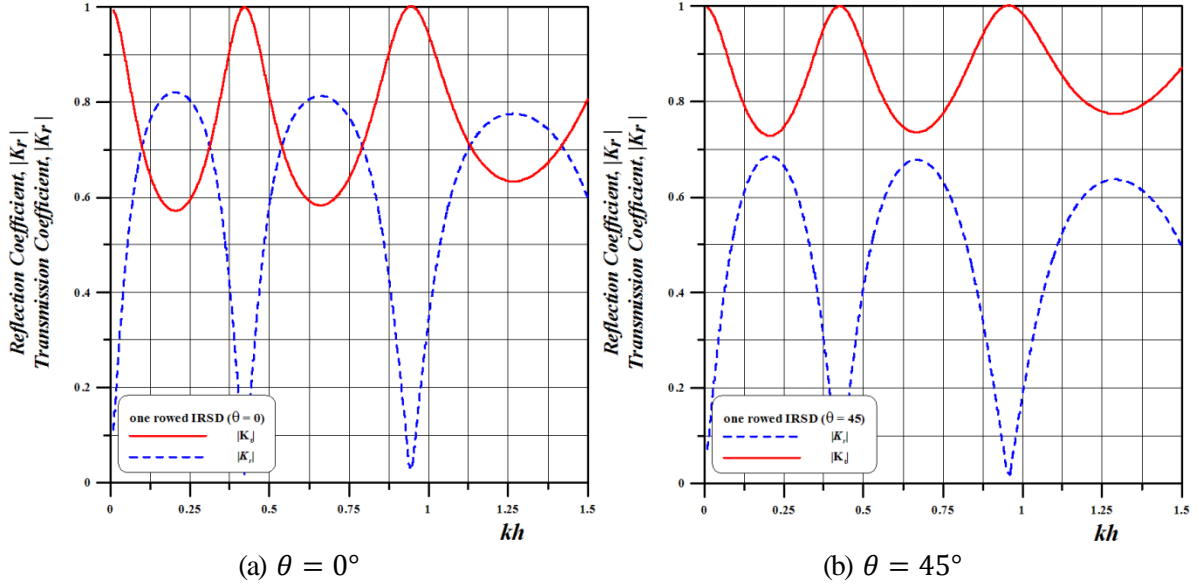


Fig. 2.7. Wave reflection and transmission coefficients due to 1-rowed IRS

($B_s/h = 2.0, (h - h_s)/h = 0.9$).

Fig. 2.8은 $B_s/h = 0.5$, $W/h = 5.7$, $(h - h_s)/h = 0.9$ 를 갖는 2열잡제에 있어서 kh 의 변화에 따른 파랑변형율을 나타낸 것으로, Fig. 2.8(a)의 경우가 입사파향각 $\theta = 0^\circ$, Fig. 2.8(b)의 경우가 $\theta = 45^\circ$ 에 대한 결과이다. 그림을 살펴보면 kh 의 변화에 따라 반사율 $|K_r|$ 및 전달율 $|K_t|$ 의 극대치 및 극소치가 반복적으로 나타나지만, 1열의 경우와는 달리 극대치 및 극소치의 크기가 kh 에 대해 순차적으로 나타나지 않으며, Fig. 2.8(a)의 경우는 3번째의 극소치에서, 그리고 Fig. 2.8(b)의 경우는 2번째의 극소치에서 최소의 전달율을 나타내는 것을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 2열잡제의 이격거리와 입사파의 파장과의 관계에서 발생하는 Bragg공진현상으로 2열잡제의 내부유수역에 파랑에너지가 포획되기 때문이다. 1열잡제의 경우와 비교하면 전영역의 kh 에 대해서는 아니지만, 넓은 kh 의 영역에 대해 반사율은 커지고, 동시에 전달율은 작아지는 경형을 나타내는 것을 알 수 있으며, 따라서 2열잡제의 경우가 전체단면적은 1열의 경우보다 작지만, 파랑제어기능이 탁월하다는 것을 알 수 있다.

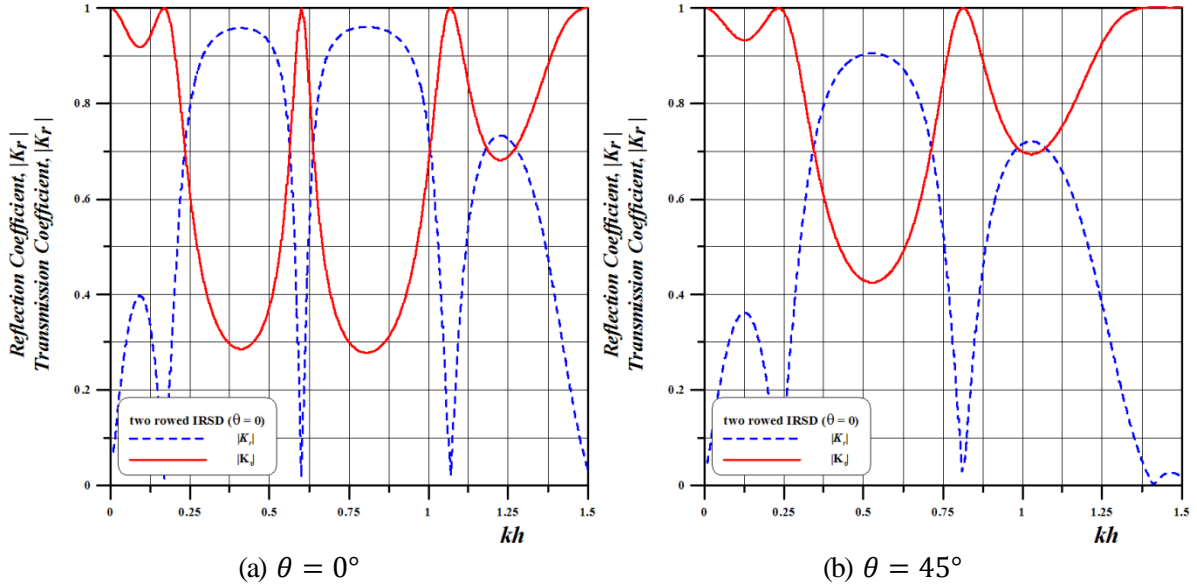


Fig. 2.8. Wave reflection and transmission coefficients due to 2-rowed IRS
 $(B_s/h = 0.5, W/h = 5.7, (h - h_s)/h = 0.9).$

이상의 한정된 계산조건하에 최소의 전달율은 입사파향각 $\theta = 0^\circ$ 의 경우는 $kh \approx 0.8$ 에서 $|K_t| \approx 0.28$, $\theta = 45^\circ$ 의 경우는 $kh \approx 0.53$ 에서 $|K_t| \approx 0.43$ 을 갖는다. 여기서, 입사파향각이 0° 에 가까워질수록 최소전달율이 작아지는 것을 알 수 있고, 이러한 최소전달율은 입사파향각뿐만 아니라 천단 폭, 천단수심 및 2열잠제간의 이격거리 등에 의해서도 크게 변화되는 것으로 알려져 있다(김도삼, 2000; 윤덕영 등, 1995).

2.4.2 3차원파동장에서 고립파의 제어

(1) 1열잠제에 의한 고립파의 제어

고립파의 작용하에 Fig. 2.9와 같은 천단폭 B_s , 천단수심 h_s 와 개구부길이 l 을 갖는 1열잠제에 의한 고립파의 3차원적인 제어기능을 검토한다. Fig. 2.10에서는 수심 $h = 40\text{cm}$, $H_i/h = 0.1$ 인 경우에 개구부길이 l 과 수심 h 와의 비를 $l/h = 1$, 천단폭 B_s 와 수심 h 와의 비를 $B_s/h = 5$ 로 고정하고, 천단고 $h - h_s$ 에 대한 수심 h 의 비를 $(h - h_s)/h = 0.8, 0.85, 0.9$ 로 변화시켜 고립파의 파랑변형을 검토하였다. 그림에서의 수위측정위치는 Fig. 2.10에 나타내는 (2번째 잠제의 끝단에서 2가 떨어진 지점)이다. 결과를 살펴보면 당연한 결과이지만, 천단고가 높을수록 고립파의 제어가 효과적인 것으로 나타났다.

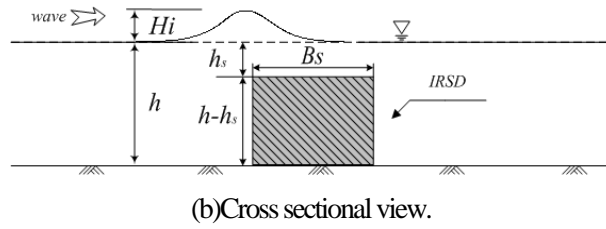
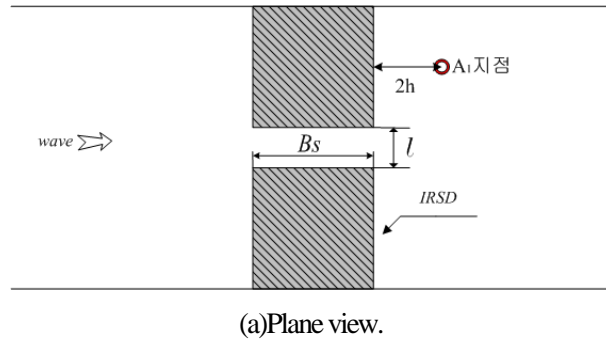


Fig. 2.9. Schematic diagram of numerical wave tank in case of 1-rowed IRSD.

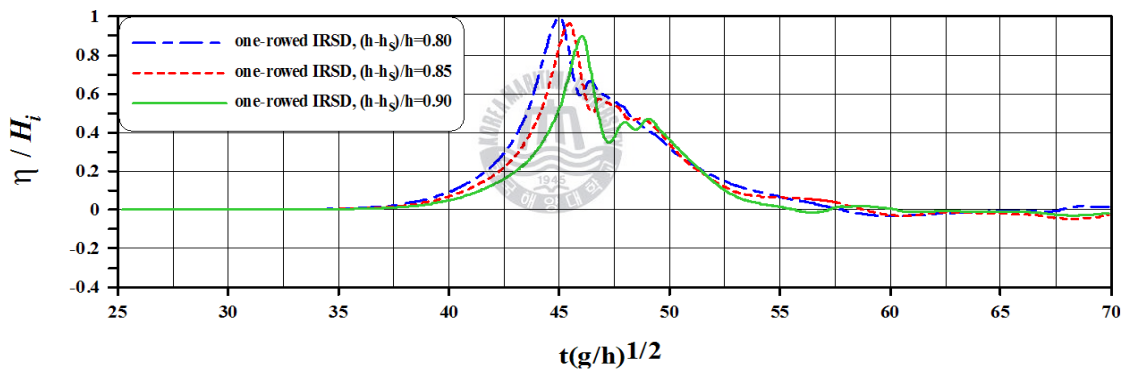


Fig. 2.10. Comparison of the surface elevation according to the change of crown height of 1-rowed IRSD ($H_i/h = 0.1$, $l/h = 1$, $B_s/h = 5$).

Fig. 2.11에서는 Fig. 2.10과 동일한 수심 $h = 40\text{cm}$, $H_i/h = 0.1$ 인 경우에 개구부길이 l 과 수심 h 와의 비를 $l/h = 1$, 천단고 $h - h_s$ 에 대한 수심 h 의 비를 $(h - h_s)/h = 0.9$ 로 고정하고, 천단폭 B_s 와 수심 h 와의 비를 $B_s/h = 1, 3, 5, 7$ 로 변화시켜 고립파의 파랑변형을 검토하였다. 그림에서의 수위측정 위치는 Fig. 2.10에서와 동일하게 Fig. 2.9에 나타내는 (2번째 잠제의 끝단에서 2가 떨어진 지점)이다. 그림으로부터 천단폭이 넓어지면 잠제 배후역에서 파고의 크기가 줄어드는 것을 확인할 수 있지만, 그 감쇠율은 기대보다는 크지 않다는 것을 알 수 있다. 따라서, 고립파의 제어를 위하여 1열잠제를 적용하는 경우에는 광폭의 잠제를 적용할 필요가 있는 것으로 판단되며(이광호 등, 2008a), 이러한 결과는 단주기파랑의 경우에도 동일한 경향을 나타내는 것으로 알려져 있다(윤덕영 등, 1995).

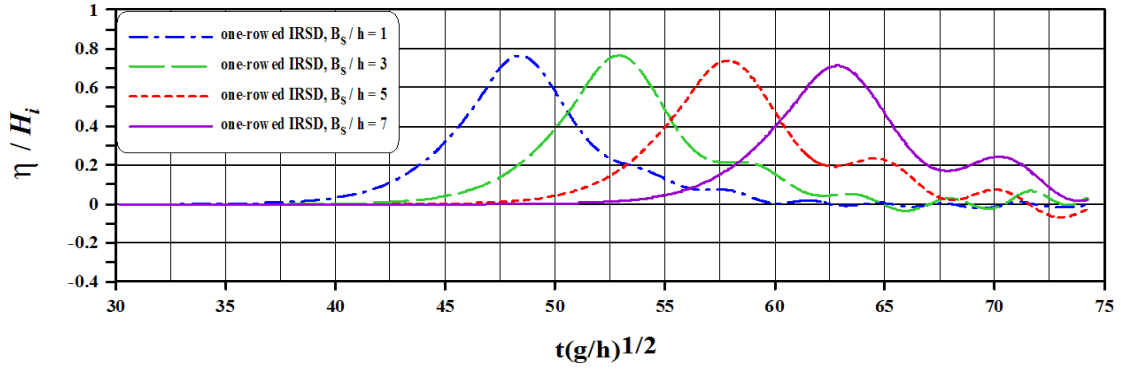


Fig. 2.11. Comparison of the surface elevation according to the change of crown width of rowed IRSD ($H_i/h = 0.1$, $l/h = 1$, $(h - h_s)/h = 0.9$).

(2) 2열잠제에 의한 고립파의 제어

본 연구에서는 1열잠제에 비해 총단면적이 적은(1열잠제의 경우 천단폭 $B_s = 200\text{cm}$, 2열잠제의 경우 천단폭 $B_s = 40\text{cm}$) Fig. 2.12의 2열잠제를 대상으로 하였다. 여기서, 2열잠제의 이격거리는 W , 개구부의 폭은 l , 천단수심은 h_s , 천단폭은 B_s 로, 그리고 천단고는 $h - h_s$ 로 각각 정의되었다. Fig. 2.12에 나타난 바와 같이 2열잠제의 파랑제어효과를 검토하기 위하여 잠제배후의 (2번째 잠제의 끝단에서 $2h$ 가 떨어진 지점)에서 수위변동을 측정하였다.

Fig. 2.13은 2.12에 제시된 2열잠제에 대해 측정위치 A_2 에서 수위의 시간변동을 측정한 결과로, 수심 $h = 40\text{cm}$, $H_i/h = 0.1$ 인 경우에 $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$, $B_s/h = 1$ 의 일정한 조건하에서 잠제간의 이격거리 W 에 대한 유효거리 L_e 와의 비를 $W/L_e = 0.1, 0.5, 0.9$ 로 변화시켜 이격거리의 변화에 따른 2열잠제의 파랑제어능력을 1열잠제($(h - h_s)/h = 0.9$, $B_s/h = 5$)와 비교한 것이다. 이 때, 1열잠제는 2열잠제와 동일한 개구폭과 천단수심을 갖는다. 계산결과로부터 $W/L_e = 0.1$ 의 경우에 고립파의 제어능이 1열잠제에 비해 약간 감소되는 것을 확인할 수 있다. 이와 같은 이유는 잠제간의 이격거리가 너무 좁기 때문에 2열잠제의 성능이 충분히 발휘되지 못하기 때문으로 판단된다. 그러나, $W/L_e = 0.5$ 의 경우는 1열잠제보다 큰 파고감쇠를 나타내는 것을 알 수 있고, 1열잠제에 비하여 대략 58% 정도로 파고가 더 줄어드는 것을 볼 수 있다. 이것은 1열잠제에 비해 단면적이 적은 2열잠제가 일정 이상의 이격거리를 가질 때는 1열잠제에 비해 현저한 파고감쇠효과를 기대할 수 있음을 보여준다.

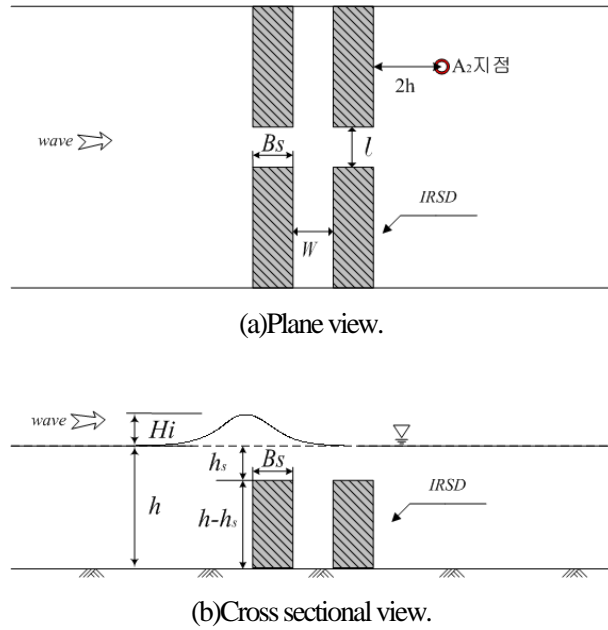


Fig. 2.12. Schematic diagram of numerical wave tank in case of 2-rowed IRSD.

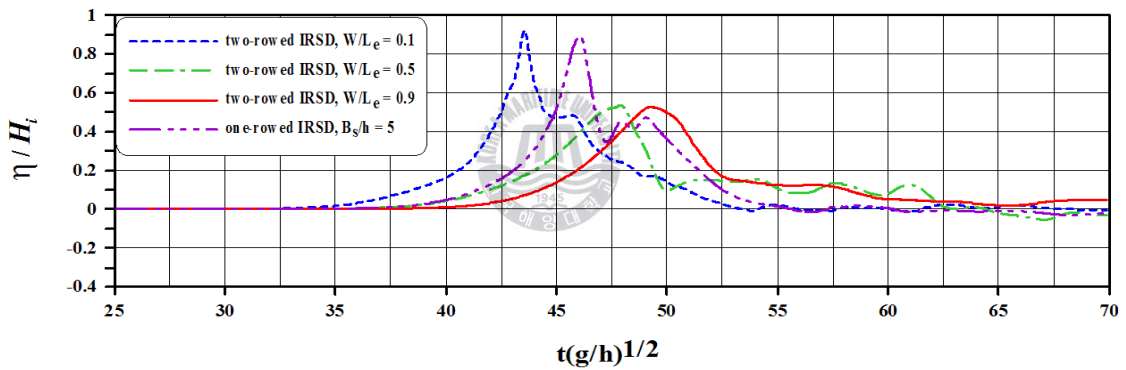


Fig. 2.13. Comparisons of the surface elevations according to the change of inner space of 2-rowed IRSD ($H_i/h = 0.1$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$, $B_s/h = 1$).

Fig. 2.14는 고립파의 입사파고의 변화에 따른 2열잠체의 파랑제어기능을 검토한 것으로, 그림에서 $h = 40\text{cm}$, $W/h = 5.7$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$, $B_s/h = 1$ 인 경우에 수심 h 에 대한 입사파고 H_i 의 비를 $H_i/h = 0.1, 0.15, 0.2$ 로 변화시켜 A_2 의 측정지점에서 얻어진 수위변동의 변화를 나타낸 것이다. 그림에 제시된 결과를 보면 입사파고가 클수록 파고감쇠효과가 떨어지는 것을 알 수 있다. 이는 입사파고가 증가함에 따라 유효거리가 감소하기 때문에 이에 유효거리와 잠체간의 이격거리와의 상호간섭에 의해 발생하는 것으로 추정된다. 이와 같은 입사파고에 따른 고립파의 파랑변동특성은 일반적으로 파고의 크기와는 관계가 없고, 파장과 관계로 주어지는 단주기파랑의 경우와는 상이한 것으로 판단된다.

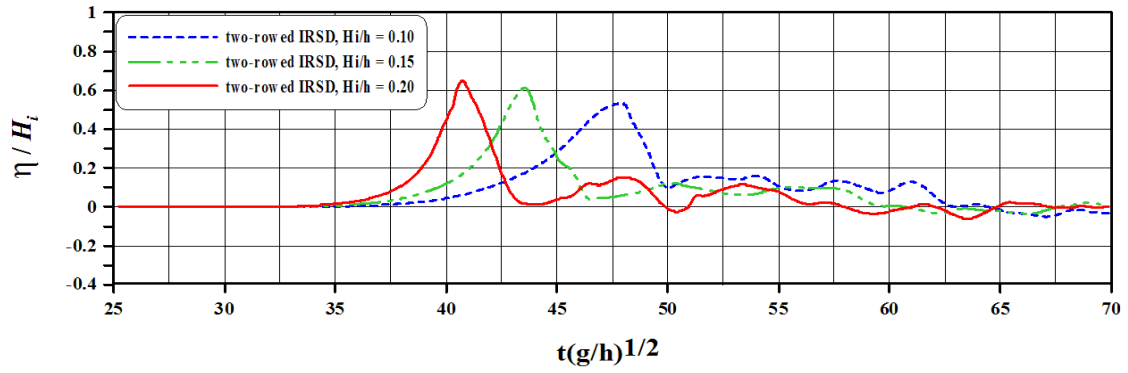


Fig. 2.14. Comparison of the surface elevation according to the changes of opening width of 2-rowed IRSD ($W/h = 5.7$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$, $B_s/h = 1$).

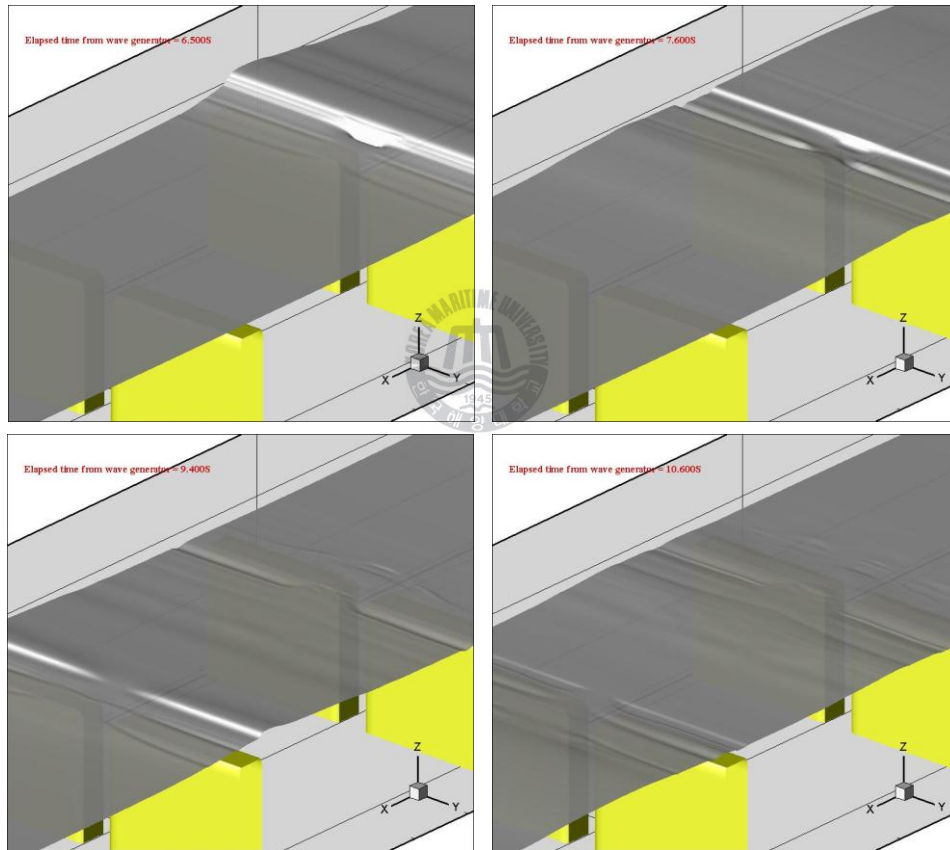


Fig. 2.15. Snapshots of the computed water surface in 2-rowed IRSD

($H_i/h = 0.1$, $W/L_e = 0.9$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 3$, $B_s/h = 1$).

Fig. 2.15는 본 연구에서 검토한 2열잠제의 주변에서 시간에 따른 수면형의 변화를 나타낸 3차원결과로써, $h = 40\text{cm}$, $H_i/h = 0.1$, $W/L_e = 0.9$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 3$, $B_s/h = 1$ 인 경우에 고립파의 조파후 경과시간 6.5초, 7.6초, 9.4초, 10.6초에서의 수위변동을 시공간적으로 나타낸 것이다. 이러한 그림으로부터 고립파의 도달, 2열잠제에서 반사, 잠제상의 월파 및 개구부에서 회절에 대한 고립파의 변형

상황 등을 보다 명확히 파악할 수 있다.

Fig. 2.16과 2.17은 $y/h = 9.25$ 의 선상에서 1열잠제와 2열잠제의 전면, 상부 및 배후면에서 수위변동의 시공간분포를 나타낸 것으로, 1열잠제는 $h = 40\text{cm}$, $H_i/h = 0.1$, $B_s/h = 5$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$ 이고, 2열잠제는 $h = 40\text{cm}$, $H_i/h = 0.1$, $W/L_e = 0.5$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$, $B_s/h = 1$ 인 경우이다. Fig. 2.16의 1열잠제에서 대략적으로 $t(g/h)^{1/2} < 33$ 에서의 수위변동은 1열잠제의 전면수역에서, $33 < t(g/h)^{1/2} < 48$ 에서는 1열잠제의 상면을 포함한 부근수역에서, $t(g/h)^{1/2} > 48$ 에서는 1열잠제의 배후수역에서 수위변동을 각각 나타낸다. 결과로부터, 잠제의 전면부에서는 입사파고와 거의 동등한 파고를 유지하면서 진행하는 것을 알 수 있고, 잠제의 상면과 근방수역에서는 급격한 파고의 증가를 나타내며, 잠제의 배후역에서는 파고의 감쇠를 볼 수 있다. 여기서, 2열잠제의 경우도 1열의 경우와 유사한 변화양상을 나타내지만, 잠제의 배후역에서는 1열잠제에 비해 현저한 파고감쇠가 발생함을 알 수 있다.

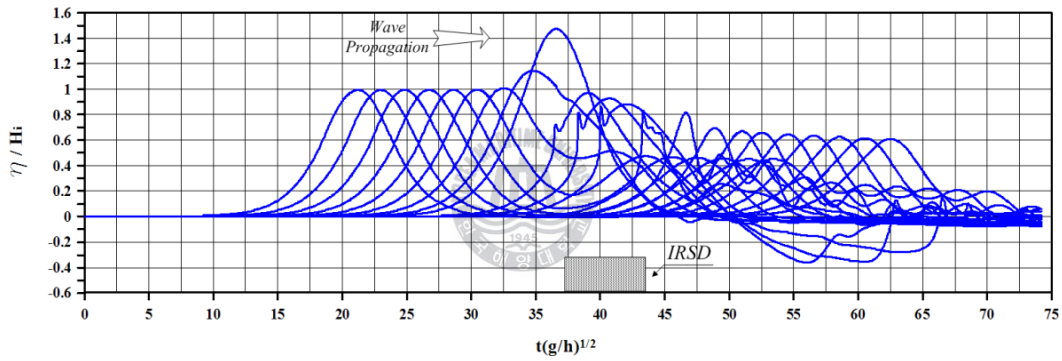


Fig. 2.16. Time and spatial variations of the surface elevation on the fore, upper and behind of 1-rowed IRSD on the line $y/h = 9.25$ ($H_i/h = 0.1$, $B_s/h = 5$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$).

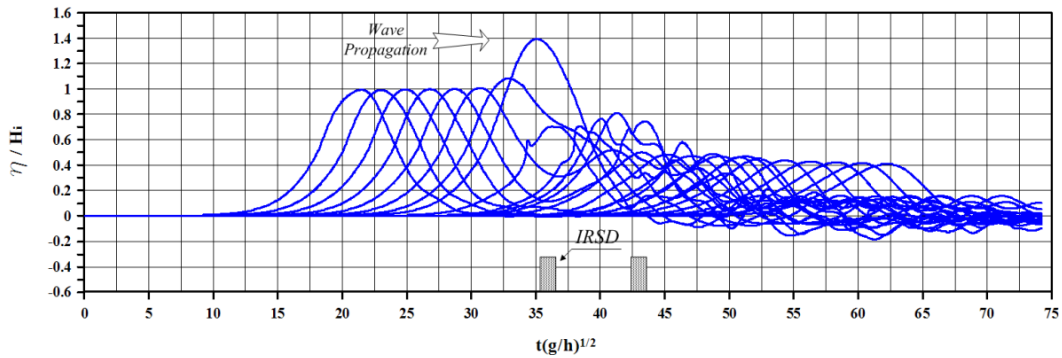


Fig. 2.17. Time and spatial variations of the surface elevation on the fore, upper and behind of 2-rowed IRSD on the line $y/h = 9.25$ ($H_i/h = 0.1$, $W/L_e = 0.5$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$, $B_s/h = 1$).

Fig. 2.18은 단주기파랑에 의한 최소전달율을 검토한 Fig. 2.8(a)의 경우와 동일한 형상의 2열잠제 ($h = 40\text{cm}$, $B_s/h = 0.5$, $W/h = 5.7$, $(h - h_s)/h = 0.9$, $l/h = 1$)에 대해 유효거리의 변화에 따른 전달율의 변화를 나타낸 결과이다. 그림에서 전달율 $|K_t|$ 는 Fig. 2.12에서 제시된 A_2 지점에서 최대파고를 입사파의 파고로 나눈 값으로 정의하였고, 수평축의 무차원파라미터 Kh 에서 K 는 $K \equiv 2\pi/L_e$ 로 정의되고, 이는 단주기파랑의 결과치와 비교하기 위해서 임의적으로 도입된 것이다. Fig. 2.18의 결과를 살펴보면 $Kh \approx 0.37$ 에서 나타나는 최소의 전달율을 중심으로 Kh 의 증감에 따라 전달율이 증가하는 경향을 나타낸다. 여기서, 단주기파랑에 대한 Fig. 2.8(a)의 결과와 비교하면 단주기파랑의 경우에는 $kh \approx 0.8$ 에서 $|K_t| \approx 0.28$ 을 나타내는 반면에 본 연구의 고립파의 경우에는 $Kh \approx 0.37$ 에서 $|K_t| \approx 0.47$ 을 나타낸다. 따라서, 제한된 조건하의 결과이지만 2열잠제에 의한 단주기파랑의 제어능력보다는 고립파의 제어능력이 다소 떨어지는 것을 확인할 수 있고, 더불어 최소반사율을 나타내는 kh 와 Kh 의 값이 상이한 것을 알 수 있다(실제로는 kh 와 Kh 의 정의가 서로 다르기 때문에 비교한다는 것 자체가 무리일 수 있음). 하지만, $kh \approx 0.8$ 을 갖는 단주기파랑을 최적으로 제어하기 위하여 건설된 2열잠제는 $Kh \approx 0.37$ ($h/L_e = 0.059$), 즉 유효거리 $L_e = 16.963h$ 를 갖는 고립파를 동시에 최적으로 제어할 수 있다는 것을 나타낸다.

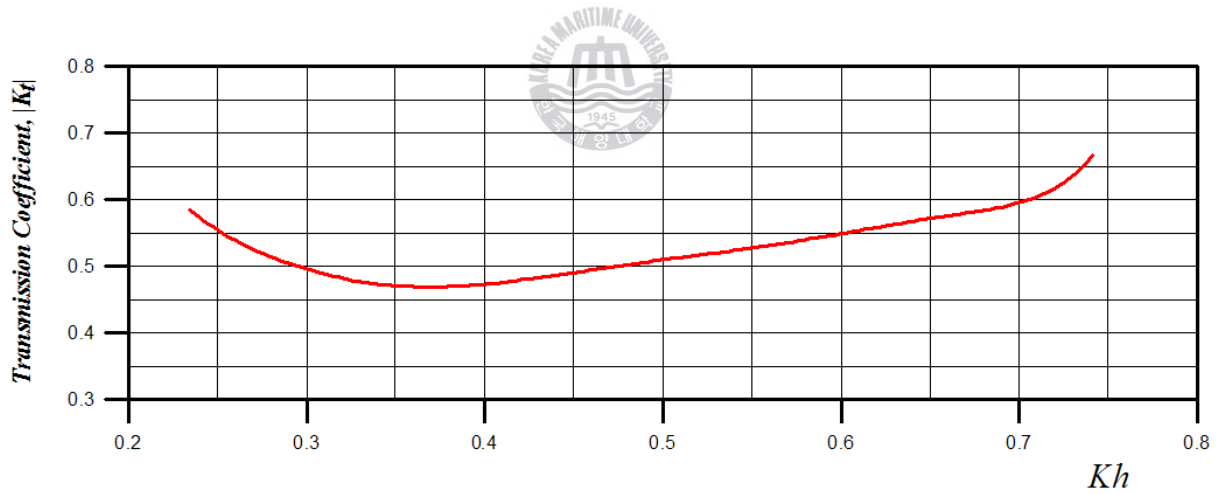


Fig. 2.18. Variation of transmission coefficient according to the change of effective length
 $(B_s/h = 0.5, W/h = 5.7, (h - h_s)/h = 0.9, l/h = 1)$.

2.5 결론

본 연구에서는 고파랑의 단주기파랑과 고립파를 동시에 저감시키기 위한 저감공으로 Bragg공진현상으로부터 입사파랑에너지를 포획하여 배후로 전달되는 파랑에너지를 저감시키는 특성을 갖는 2열잠제를 대상으로 하였다. 수치해석에 있어서 단주기파랑에 대해서는 Green공식에 기초한 경계적분방정식법을, 고립파에 대해서는 3차원수치파동수로를 이용하는 3차원혼상류해석법을 각각 적용하였고, 기존의 수치해석결과 및 고립파의 특성과 비교분석하여 본 수치해석법의 타당성을 검증하였다. 이로부터 단주기파랑의 제어에 있어서 최소반사율을 나타내는 2열잠제의 조건을 검토하였고, 고립파에 대해서는 2열잠제의 천단고, 천단폭, 이격거리 및 입사파고 등을 변화시켜 1열잠제에 의한 결과와 대비를 통하여 고립파의 3차원파랑제어특성을 검토하였다. 수치실험으로부터 얻어진 본 연구의 주요한 사항을 아래에 기술한다.

- ① 1열잠제보다 단면적이 훨씬 적은 2열잠제가 단주기파랑 및 고립파를 훨씬 효율적으로 제어한다.
- ② 1열잠제의 경우에 천단고가 높을수록, 그리고 천단폭이 넓을수록 고립파의 제어기능이 향상되지만, 천단고가 미치는 영향이 천단폭의 경우보다 훨씬 크다.
- ③ 2열잠제의 경우에 이격거리에 따라 파랑제어기능이 변화하며, 특히 고립파를 최적으로 제어할 수 있는 유효거리가 존재함을 확인하였다. 본 연구의 공진장치 크기 조건하에서 $L_e/h = 16.973$ 를 갖는 고립파를 최적으로 제어할 수 있으며, 그 때 전달율은 0.47을 나타내었다.
- ④ 제한된 조건이지만 단주기파랑 및 고립파의 제어를 위한 최적이격거리를 검토한 결과, 고립파보다는 단주기파랑의 제어기능이 상대적으로 탁월하다. 본 연구의 공진장치 크기 조건하에서 단주기파랑의 경우는 최소전달율이 0.28, 고립파의 경우는 최소전달율이 0.47을 각각 나타내었다.
- ⑤ 최소전달율이 주어지는 단주기파랑의 파장과 고립파의 유효거리가 상이하다는 것을 알 수 있었다.

이상으로부터 2열잠제는 단주기파랑과 고립파에 대한 제어기능이 탁월하므로 하나의 구조물로 단주기파랑과 고립파를 동시에 제어할 수 있다는 결론을 얻을 수 있었다.

<참고문헌>

- 국립방재연구소 (1998) 동해안에서의 쓰나미 위험도 평가., 국립방재연구소, 연구보고서, NIDP-98-06.
- 김도삼 (2000) 다열 잠제에 의한 파랑의 전달율과 반사율., 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제 20권, 제 I-B호, pp. 85-94.
- 김도삼, 김지민, 이광호 (2007a) 동해연안에 영향을 미친 지진해일의 수치시뮬레이션., 한국해양공학회지, 제 21권, 제 6호, pp. 72-80.
- 김도삼, 김지민, 이광호, 손병규 (2007b) 일본 지진공백역에서의 지진해일이 우리나라의 남동연안에 미치는 영향분석., 한국해양공학회지, 제 21권, 제 6호, pp. 64-71.
- 김도삼, 이광호, 허동수, 김정수 (2001) VOF법에 기초한 불투과 잠제 주변파동장의 수치해석., 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제 21권, 제 5-B호, pp. 551-560.
- 김도삼, 정성호, 이봉재, 김인철 (2000) 경사입사파동장중의 수중다열잠제에 의한 Bragg반사., 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제 20권 제 5-B호, pp. 737-745.
- 윤덕영, 허동수, 김도삼, 강주복 (1995) 장주기파의 효율적인 제어를 위한 이열잠제의 최적간격., 한국항만학회지, 제 9권, 제 2호, pp. 51-64.
- 이광호, 김창훈, 정성호, 김도삼 (2008a) 고립파(지진해일) 작용하의 잠제에 의한 파랑제어., 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제 28권 제 3B호, pp. 323-334.
- 이광호, 이상기, 신동훈, 김도삼 (2008b) 복수연직주상구조물에 작용하는 비선형파력과 구조물에 의한 비선형파랑변형의 3차원해석., 한국해양·해양공학회논문집, 제 20권, 제 1호, pp. 1-13.
- 이광호, 김도삼, Harry, Y. (2008c) 단파의 전파에 따른 수위 및 유속변화의 특성에 관한 연구., 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제 28권 제 5B호, pp. 575-589.
- 허동수, 김도삼 (2003) VOF법에 의한 불규칙파동장에 있어서 불투과잠제에 의한 파랑에너지의 변형특성., 한국해양·해양공학회지, 제 15권, 제 4호, pp. 207-213.
- Amsden, A.A. and Harlow, F.H. (1970) The SMAC method: a numerical technique for calculating incompressible fluid flow., Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M..
- Brorsen, M. and Larsen, J. (1987) Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method., Coastal Engrg., Vol. 11, pp. 93-113.
- Chang, K.A., Hsu, T.J. and Liu, P.L.F. (2001) Vortex generation and evolution in water waves propagating over a submerged rectangular obstacle : Part I. solitary waves., Coastal Engrg., Vol. 44, pp. 13-26.
- Cho, Y.S. and Lee, H.J. (2002) Numerical simulations of 1983 central East Sea tsunami at Imwon: 1. Propagation across the east sea., J. of Korea Water Resources Association, Vol. 34, No. 4, pp. 427-436.
- Cho, Y.S., Lee, J.I., Lee, J.K. and Yoon, T.-H. (1995) Bragg reflection of shallow-water waves., J. of Korean Society of

Civil Engineers, Vol. 15, No. 6, pp. 1823-1832.

- Dean, R.G. and Dalrymple, R.A. (1991) Water wave mechanics for engineers and scientists., World Scientific.
- Dong, C.M. and Huang, C.J. (1999) Vortex generation in water waves propagating over a submerged rectangular dike., Proc. 9th Intl. Offshore and Polar Engrg. Conf., Vol. III, pp. 388-395.
- Fenton, J. (1972) A ninth-order solution for the solitary wave: Part 2., J. of Fluid Mech., Vol. 53, pp. 257-271.
- Goring, D.G. and Raichlen, F. (1990) Propagation of long waves onto shelf., J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 118, pp. 43-61.
- Grimshaw, R. (1971) The solitary wave in water of variable depth: Part 2., J. of Fluid Mech., Vol. 46, pp. 611-622.
- Hinatsu, M. (1992) Numerical simulation of unsteady viscous nonlinear waves using moving grid system fitted on a free surface., J. of Kansai Soc. Nav. Archit. Japan, No. 217, pp. 1-11.
- Hirt, C.W and Nichols, B.D. (1981) Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries., J. of Comput. Phys., Vol. 287, pp. 299-316.
- Huang, C.J., Chang, H.H., and Hwun, H.H. (2003) Structural permeability effects on the interaction of a solitary wave and a submerged breakwater., Coastal Engrg., Vol. 49, pp. 1-24.
- Huang, C.J. and Dong, C.M. (1999) Wave deformation and vortex generation in water waves propagating over a submerged dike., Coastal Engrg., Vol. 37, pp. 123-148.
- Huang, C.J. and Dong, C.M. (2001) On the interaction of a solitary wave and a submerged dike., Coastal Engrg., Vol. 43, pp. 265-286.
- Kioka, W., Matsuno, T. and Minagawa, H. (1989) Scattering of surface waves by parallel submerged breakwaters., Proc. Coastal Engrg., JSCE, Vol. 36, pp. 549-553.
- Kirby, J.T. and Dalrymple, R.A. (1983) Propagation of obliquely incident water waves over a trench., J. of Fluid Mech., Vol. 133, pp. 47-63.
- Lesieur, M., Metais, O., and Comte, P. (2005) Large-eddy simulations of turbulence., Cambridge Univ. Press, New York, N.Y..
- Lin, P. (2004) A numerical study of solitary wave interaction with rectangular obstacles., Coastal Engrg., Vol. 51, pp. 35-51.
- Liu, P.L.F. and Cho, Y.S. (1993) Bragg reflection of infragravity waves by sandbars., J. of Geophysical Research, Vol. 98, pp. 22,733-22,741.
- Madsen, O.S. and Mei, C.C. (1969) The transformation of a solitary wave over an uneven bottom., J. of Fluid Mech., Vol. 39, pp. 781-791.
- Mansinha, L. and Smylie, D.E. (1971) The displacement fields of incident faults., Bull. Seismol. Soc. Amer., Vol. 61, No. 5, pp. 1433-1440.
- Ohyama, T. and Nadaoka, K. (1991) Development of a numerical wave tank for analysis of non-linear and irregular wave field., Fluid Dyna. Res., Vol. 8, pp. 231-251.
- Seabra-Santtos, F.J., Renouard, D.P. and Temperville, A.M. (1987) Numerical and experimental study of the

transformation of a solitary wave over a shelf or isolated obstacle., J. of Fluid Mech., Vol. 176, pp. 117-134.

- Sohn, D.H., Ha, T.M. and Cho, Y.S. (2009) Distant tsunami simulation with corrected dispersion effects., Coastal Engrg. J., Vol. 51, No. 2, pp.123-141.
- Smagorinsky, J. (1963) General circulation experiments with the primitive equations., Mon. Weath. Rev., Vol. 91, No. 3, pp. 99-164.
- Tang, C.J. and Chang, J.H. (1998) Flow separation during solitary wave passing over submerged obstacles., J. of Hydraulic Engrg., ASCE, Vol. 124, No. 7, pp. 742-749.
- Zhuang, F. and Lee, J.J. (1996) A viscous rotational model for wave overtopping over marine structure., Proc. 25th Int. Conf. Coastal Engrg., ASCE, pp. 2178-2191.



3장 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력

3.1 서언

2004년 12월에 발생한 인도네시아 수마트라 지진해일에 의해 인도네시아는 물론이고 스리랑카를 비롯한 인접 연안국가들도 엄청난 인명의 손실과 사회간접자본시설의 파괴 및 가옥을 포함한 자산의 피해(예로, Photo 1을 참조) 등을 겪었으며, 이후에 재해의 원인, 피해규모 및 복구방안 등에 대한 대대적인 조사가 많은 국가의 전문가그룹에 의해 수행되었다(예로, UNESCO/IOC, <http://ioc.unesco.org/iosurveys/index.htm>). 더불어, 해안공학적인 측면에서도 지진해일의 정확한 예·경보시스템과 추정법을 위시하여 주변지형 및 연안구조물에 미치는 지진해일의 영향을 보다 정밀하게 추산할 수 있는 예측 및 설계법에 대한 연구가 다각도로 수행되고 있다. 한편, 지진해일의 피해가 빈번한 일본과 미국 등지에서는 폭풍해일과 지진해일을 대비한 연안건축매뉴얼(Coastal Construction Manual(CCM))에 따른 설계지침(Dames and Moore, 1980; CCH(City and Country of Honolulu Building Code), 2000; Asakura et al., 2000; FEMA-CCM(Federal Emergency Management Agency-Coastal Construction Manual), 2005; ASCE(American Society of Civil Engineers), 2006)을 제공하고 있으며, 구조물에 작용하는 지진해일에 의한 설계파력으로 ①정수력(hydrostatic force), ②부력(buoyant force), ③동수력(hydrodynamic force), ④surge force, ⑤표류물에 의한 충격력(debris impact force) 및 ⑥쇄파력(wave-breaking force)의 적용을 권고하고 있다(Yeh & Robertson, 2005; Yeh, 2006, 2007).

미국과 일본을 중심으로 한 지진해일파력에 관한 연구의 강력한 동기는 1960년의 칠레지진해일과 우리나라에도 큰 영향을 미친 1983년의 동해중부지진해일의 내습에 의한 심각한 해·육상구조물의 피해에 따른 것으로 판단되며, 따라서 본격적인 파력연구는 이와 같은 지진해일에 의한 피해원인의 규명 및 합리적인 복구대책의 수립을 위하여 1960년부터 시작된 것으로 볼 수 있다(이광호 등, 2009a). 우리나라 동해상의 지진해일에 대해 직접적인 연관을 갖는 일본의 경우는 칠레지진해일에 의한 피해복구차원에 서 수행된 Fukui et al.(1963)의 연구를 위시하여 동해중부지진해일 발생 이후로 Tanimoto et al.(1983, 1984), Matsutomi(1991), Matsutomi & Ohmukai(1999), Ikeno et al.(1998, 2001), Ikeno & Tanaka(2003), Asakura et al.(2000), Mizutani & Imamura(2000, 2002), Arikawa et al.(2005) 등에 의해 다수의 연구가 수행되었으며, 미국의 경우는 Cumberbatch(1960), Cross(1967), Dames and Moore(1980), Ramsden & Raichlen(1990), Ramsden(1993) 등에 의해 지진해일의 작용하에 구조물에 작용하는 파력의 특성이 실험 및 이론을 통하여 규명되기 시작하였다. 한편, 지진해일에 의한 파력의 연구들은 다음의 4분야로 대별될 수 있다(이광호 등, 2009a). 즉, ①

해중구조물에 작용하는 파력(Fukui et al., 1963; Cross, 1967; Tanimoto et al., 1984; Matsutomi, 1991; Ramsden & Raichlen, 1990; Ramsden, 1993; Ikeno et al., 1998, 2001; Mizutani & Imamura, 2000, 이광호 등, 2009b), ②해중구조물에 작용하는 표류물에 의한 충돌력(Ikeno et al., 2001; Matsutomi, 1989), ③육상구조물에 작용하는 파력(Cross, 1967; Dames & Moore, 1980; Hamzah et al., 1998; Matsutomi & Ohmukai, 1999; Asakura et al., 2000; Mizutani & Imamura, 2002; Ikeno et al., 2003; Arikawa et al., 2005; Xiao & Huang, 2008; 이광호 등, 2009a) 및 ④육상구조물에 작용하는 표류물에 의한 충돌력(Ikeno & Tanaka, 2003; Yeom et al., 2007, 2008)으로 각각 분류될 수 있다.

여기서, Asakura et al.(2000)과 CCH(2000)는 육상구조물에 작용하는 지진해일파력에 대하여 $\frac{9}{2}\rho g\eta_{max}^2$ 을 제안하였으며(ρ 는 유체밀도, g 는 중력가속도, η_{max} 는 최대수심), 이에 대해 Yeh.(2007)는 구조물이 존재하지 않는 경우에 대한 구조물의 위치에서 지진해일의 최대수심으로 정의되는 η_{max} 에 최대침수고를 적용하는 경우에는 정수압의 9배까지 과대평가할 수 있음을 지적하고 있다(Yeh, 2007). Asakura et al.(2000)은 비분열파와 soliton분열파에 대해 각각의 지진해일파력을 검토하여, 비분열파의 경우에는 Dames and Moore(1980)의 결과에 기초한 CCH(2000)와 동일한 식을 제안하였고, soliton분열파의 경우에는 비분열파의 경우보다 대략 20%가 커지는 $\frac{11}{2}\rho g\eta_{max}^2$ 의 파력식을 제안하였다. 이의 결과는 FEMA-CCM(2005)의 결과와 동일하다. 이 밖에도 Mizutani & Imamura(2002)는 사다리꼴호안을 월류하는 경우에 대해서, Ikeno et al.(2003)은 댐파괴로부터 평탄한 육상으로 소상하는 경우에 대해서, Arikawa et al.(2005)는 육상에 설치된 호안의 경우에 대해서, Matsutomi & Ohmukai(1999)는 댐파괴류의 소상파에 의한 경우에 대해서 각각 지진해일파력을 검토하였다. 하지만, 이와 같은 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 검토에 있어서 Hamzah et al.(1998), Arikawa et al.(2005), Xiao and Huang(2008) 및 이광호 등(2009)의 수치적인 일부의 연구를 제외하면 거의 대부분이 수조실험에 의한 결과에 기초하고 있다. 제시된 육상구조물에 작용하는 파력의 수치해석에 관한 연구는 공통적으로 Navier-Stokes운동방정식류와 자유수면의 추적에 VOF법을 병용하여 유한차분법으로 해석하고 있으며, 이는 수심적분된 천수방정식이나 Boussinesq방정식류에 의한 평면파랑의 추정식에 의해서는 연직방향으로 압력의 변화과정을 합리적으로 나타낼 수 없기 때문이다. Hamzah et al.(1998)은 경사해빈상의 평탄한 육상부에 설치된 제방에 작용하는 고립파의 파압을 논의하고 있고, 해석법의 검증으로는 경사면상의 고립파의 처오름현상을 검토하고 있다. Arikawa et al.(2005)는 육상부에 설치된 제방에 작용하는 단파의 파압과 수면변동을 수치적으로 해석하고, 수리실험결과와 비교하고 있다. 또한, Xiao and Huang(2008)은 경사해빈의 연장선상에 놓인 육상부의 가옥에 작용하는 파력을 RANS(Reynolds-Averaged Navier-Stokes)모델, $k-\varepsilon$ 난류모델 및 VOF법을 결합한 수치해석법으로부터 처오름 및 파력을 논의하고 있고, 검증으로서는 Hamzah et al.(1998)의 경우와 동일하게 경사면상의 고립파의 처오름현상을 검토하고 있다.



Photo 3.1. Hotel damaged by Indian ocean tsunami(2004)

(<http://www.enterprisemission.com...uake.htm>)

이상의 거의 모든 수치해석연구에서는 단면 2차원적인 접근법을 사용하고 있기 때문에 구조물 주변으로의 회절현상과 구조물이 전후 및 좌우로 배치된 구조물군의 영향 등을 고려할 수 없기 때문에 3차원성의 수위변동과 파력을 평가할 수 없다는 단점을 지닌다. 따라서, 육상가옥으로 대표되는 육상구조물에 지진해일이 미치는 영향을 정확히 평가하기 위해서는 3차원적인 접근이 요구되며, 이에 대한 실증적인 사실로써 인도네시아 슈마트라 지진해일시에 태국 Phuket에서는 지진해일이 육상을 전파하여 단파상으로 육상가옥에 작용하고, 동시에 연안구조물의 배후역에서 그의 위세가 감쇠되면서 시가지로 유입되는 당시의 영상자료를 볼 수 있다.

한편, 지진해일이 육상구조물에 미치는 3차원파력 혹은 수위변동에 관한 연구는 Simamora et al(2007), Fujima et al(2009)에 의한 연구 이외는 거의 없는 것으로 판단되고, 이의 연구들도 실험에 기초한 연구이며, 수치적인 접근에 관한 연구는 저자들이 문헌조사 범위 내에서 거의 찾아 볼 수 없다. Simamora et al(2007)은 육상구조물이 해안선으로부터의 이격거리, 전면에 구조물의 존재유무, 구조물의 배치방법에 따른 지진해일파력의 변화에 대하여 수조실험을 수행하였다. 실험에서 Simamora et al(2007)은 구조물의 전면에서 측정된 지진해일파력을 최대침수심, 최대처오름고 및 항력계수를 도입하여 산정한 지진해일파력파를 비교하였다. Fujima et al(2009)은 사각형상을 갖는 육상구조물에 작용하는 지진해일파력에 관하여 해안선으로부터의 이격거리를 변화시켜 작용파력을 측정하였고, 구조물이 존재하지 않을 때의 최대 침수심과 유속을 사용하여 지진해일파력을 산정하였다. 또한, 해안선으로부터의 이격거리에 따라 정수압 혹은 동수압이 지배적인 영역을 분할·고려하여 각 영역에서 지진해일파력의 산정식을 제안하였다.

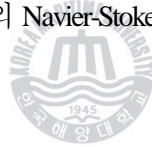
본 연구에서는 다양한 육상구조물로의 적용이 가능하고 경제적으로 지진해일파력에 대한 영향을 검토할 수 있는 3차원수치모델을 확보하기 위한 기초연구로 육상구조물군에 대한 지진해일파력을 3차원 혼상류해석법(3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D))으로부터 평가한다. 수치해

석에서는 Navier-Stokes solver에 기초한 3차원혼상류를 대상으로, 수면형의 추적에는 VOF법(Hirt & Nichols, 1981)을, 이산방정식에는 SMAC법(Amsden & Harlow, 1970)을, 난류해석에는 LES모델(Smagorinsky, 1963)을 각각 적용한다. 한편, 대상파랑을 조파소스에 의해 조파하고, 파랑의 무반사에 스폰지층을 사용하는 3차원수치파동수로를 적용한다. 이로부터 얻어지는 수치해를 검증하기 위하여 전술한 3차원수리 실험결과와 비교·분석하고, 동시에 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 검토한다.

3.2 수치해석이론의 개요

3.2.1 기초방정식

서로 혼합되지 않는 혼상(multi-phase)의 점성 및 비압축성 유체를 고려하면 각각의 유체는 서로 다른 상의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서로 혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해서 단일유체모델(one-filed model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다.본 연구에서는 해석영역내에 액체와 기체를 고려하는 혼상류를 대상으로 한다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 식(3.1) 및 식(3.2)~(3.4)와 같이 단일의 연속방정식 (3.1)과 각 방향의 Navier-Stokes 운동방정식 (3.2)~(3.4)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.



$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^* \quad (3.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{xx} + 2\hat{\nu} D_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{xy} + 2\hat{\nu} D_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{xz} + 2\hat{\nu} D_{xz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\ & - \frac{2\hat{\nu}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial x} \end{aligned} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{yx} + 2\hat{\nu} D_{yx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{yy} + 2\hat{\nu} D_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{yz} + 2\hat{\nu} D_{yz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\ & - \frac{2\hat{\nu}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y} \end{aligned} \quad (3.3)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} \\
& + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{zx} + 2\hat{v}D_{zx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{zy} + 2\hat{v}D_{zy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{zz} + 2\hat{v}D_{zz}) \\
& + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w
\end{aligned} \tag{3.4}$$

$$q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases} \tag{3.5}$$

여기서, t 는 시간, u, v, w 는 x, y, z 방향에 대한 각 유속성분, p 는 압력, g 는 중력가속도, τ_{ij} 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력, D_{ij} 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분, F_s 는 표면장력에 의한 체적력, λ 는 부가 감쇠영역에서의 감쇠계수, $\hat{\rho}$ 는 밀도, \hat{v} 는 동점성계수를 각각 나타낸다. q^* 는 조파소스의 유량밀도로, 조파소스가 위치하는 $x=x_s$ 이외의 영역에서는 0으로 주어진다. δ_x 는 $x=x_s$ 를 포함하는 x 방향의 격자폭이다. 또한, 위의 식에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (3.2)~(3.4)에 의해 표현된다. 이와 같은 단일유체모델은 계산격자내에 다상유체의 균질혼합을 가정한 혼합유체모델과 대조적인 것으로, 경계면을 통한 각 상 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 장점이 있다(Akiyama and Aritomi, 2002). 또한, 경계면에서 혼상유체의 거동을 밀도와 점성에 대하여 가중평균을 이용한 단일의 운동방정식을 적용함으로써 혼상류해석에서는 복잡한 자유수면경계조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단 상으로의 월류 및 월파와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있고, 자유수면의 처리에 대한 수치프로그램을 보다 간략하게 구성할 수 있다는 큰 장점을 지닌다.

3.2.2 LES에 의한 난류응력의 해석

SGS에서 와에 의한 에너지소산을 고려하기 위해 Smagorinsky model(Smagorinsky, 1963)을 적용하였다. Smagorinsky model은 필터폭을 대표길이로 하는 와점성모델이며, LES와 동일시될 정도로 대표적인 모델이다. Smagorinsky model에서는 난류응력 τ_{ij} 를 와점성근사를 도입하여 다음의 식으로 나타낸다.

$$\tau_{ij} = -2\nu_e D_{ij} \tag{3.6}$$

여기서, ν_e 는 와동점성계수로 다음의 식(3.7)에 나타내는 바와 같이 특성길이(필터폭) Δ 와 변위-응력텐서 D_{ij} 의 강도에 비례한다.

$$v_e = (C_s \Delta)^2 |D_{ij}| \quad (3.7)$$

여기서, C_s 는 Smagorinsky의 상수로 본 연구에서는 $C_s=0.173$ 을 적용하였다. 또한, SGS의 특성길이 Δ 와 변위-응력텐서 D_{ij} 의 강도는 다음과 같이 결정된다.

$$\Delta = \sqrt[3]{\Delta_x \Delta_y \Delta_z} \quad (3.8)$$

$$|D_{ij}| = 2(D_{xx}^2 + D_{yy}^2 + D_{zz}^2) + 4(D_{xy}^2 + D_{yz}^2 + D_{zx}^2) \quad (3.9)$$

3.2.3 각 상에서 경계면의 추적

본 연구에서는 2상의 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 적용한다. Hirt and Nichols(1981)에 의해 제안된 VOF법 이후로 GENSMAC(Tome and McKee, 1994), TUMMAC(Miyata and Nishimura, 1985), FCT-VOF(Rudman, 1997) 및 MARS(Kunugi, 2000)을 포함한 많은 수정 및 확장된 경계면의 추적법이 접면의 재구축으로 인한 오차를 줄이기 위하여 대체스킴으로 제안되어 왔다. 그러나 이러한 방법은 수치모델 자체가 가지고 있는 복잡한 알고리즘 때문에 부가적인 계산시간이 요구되며 특히 3차원수치해석의 경우에는 수치모델의 적용성이 분명하지 않을 뿐만 아니라 상당한 부가적인 계산시간이 요구된다. 비록 Hirt and Nichols(1981)의 VOF법이 경계면의 재구축에 SLIC(Simplified Line Interface Calculation)을 사용하지만 그의 적용에 대해서는 많은 연구자들에 의해 검증되어 왔다. 이와 같은 배경에 기초하여 본 연구는 상당한 계산시간을 요구하는 3차원수치해석이므로 기존의 VOF법을 적용하는 것으로 하였다.

VOF법은 0(기체의 경우)에서 1(액체의 경우)까지의 범위를 갖는 컬러함수(color function)인 VOF함수 F 에 기초를 두고 있다. VOF함수를 사용하면 $0 < F < 1$ 을 갖는 각 계산셀에서 혼합되지 않는 두 유체간의 경계면이 결정된다. 또한, 경계면이 위치하는 계산셀에서 2상의 유체밀도 $\hat{\rho}$ 와 동점성계수 $\hat{\nu}$ 는 각각 다음과 같이 주어지는 VOF함수에 의해 평가된다.

$$\hat{\rho}_{ijk} = F_{ijk} < \rho_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \rho_a >_{ijk} \quad (3.10)$$

$$\hat{\nu}_{ijk} = F_{ijk} < \nu_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \nu_a >_{ijk} \quad (3.11)$$

여기서, 첨자 w 및 a 는 액체와 기체의 물리량을 각각 나타낸다. 한편, VOF함수의 이류는 다음과 같이 각 셀에서 액체의 보존을 고려함으로서 얻어진다.

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial(uF)}{\partial x} + \frac{\partial(vF)}{\partial y} + \frac{\partial(wF)}{\partial z} = q^* \quad (3.12)$$

경계면의 위치는 각각의 경계면셀에서 VOF함수의 기울기 ∇F 에 의해 결정된다.

3.2.4 SMAC법에 의한 이산화

본 연구에서 기초방정식 (3.1)~(3.4) 및 VOF함수의 이류방정식 (3.12)는 직교교호격자를 적용한 유한 차분법에 의해 이산화된다. 이산방정식은 Amsden and Harlow(1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계산된다. SMAC법에서 운동량방정식의 모든 항은 $n + 1$ 의 시간스텝에서 임시유속 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 에 대해 첫 번째 스텝에서 다음의 식과 같이 양적으로 계산된다.

$$\frac{\tilde{u} - u^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (3.13)$$

$$\frac{\tilde{v} - v^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (3.14)$$

$$\frac{\tilde{w} - w^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (3.15)$$

여기서, VIS 는 점성항, SOR 은 소스항, EXT 는 부가감쇠영역에서의 감쇠항이나 표면장력에 의한 체적력 등을 나타낸다. 두 번째 스텝에서는 연속방정식이 만족되도록 식 (3.13)~(3.15)의 임시유속장에 대한 Poisson방정식을 음적으로 해석한다. 즉, 임시유속장은 다음의 시간스텝에서 압력을 사용하여 다음과 같이 개선된다.

$$u^{n+1} = \tilde{u} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial x} \quad (3.16)$$

$$v^{n+1} = \tilde{v} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial y} \quad (3.17)$$

$$w^{n+1} = \tilde{w} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial z} \quad (3.18)$$

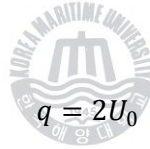
여기서, $(\delta p)^{n+1} = p^{n+1} - p^n$ 이다. 계산된 임시유속장 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 가 연속방정식을 만족함으로써 다음의 식과 같은 압력보정에 대한 Poisson방정식을 얻는다. 식 (3.19)로부터 압력보정 δp 에 관한 연립1차방정식을 구성하여 Bi-CGSTAB으로부터 δp 를 산정한다.

$$\frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} = -\frac{1}{\Delta t} \left(\frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{v}}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{w}}{\partial z} \right) \quad (3.19)$$

이상의 기초방정식을 교호격자를 이용한 유한차분법에 의해 해석하였다. 경계조건으로는 전술한 바와 같이 서로 혼합되지 않는 혼상류의 유체운동을 고려하고 있으므로 액체만을 고려하는 단상류의 경우와 달리 자유수면의 경계조건이 불필요하고, 계산영역의 최상단에서는 압력의 일정조건을, 수로 바닥과 측면경계를 처리하기 위하여 불투과조건과 slip조건을 각각 적용하였다.

3.2.5 고립파의 수치조파

고립파와 구조물과의 연성해석을 위해 2차원수치파동수로(Hinatsu, 1992; 김도삼 등, 2001)를 3차원으로 확장한 3차원수치파동수로(이광호 등, 2008)를 고려한다. 해석영역내에서는 수치적으로 고립파를 발생시키기 위한 조파소스(Brønsen & Larsen, 1987; 이광호 등, 2008) 및 무반사조파시스템을 위한 감쇠역이 고려된다. 조파소스에 의한 조파방법을 제안한 Brønsen and Larsen (1987)은 조파소스를 사용하여 조파시킬 때 해석영역의 양방향(x 의 (+)방향과 x 의 (-)방향)으로 파랑이 전달되기 때문에 식(3.20)과 같은 조파소스강도 q 를 제안하고 있다.



$$q = 2U_0$$

(3.20)

여기서, U_0 는 발생파의 수평유속성분을, 계수 2는 조파소스에 의한 파의 발생시 해석영역의 양방향으로 파진행을 각각 나타낸다. 본 연구에서는 조파소스강도 q 로서 식(3.21)과 같이 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고립파의 3차근사인 수평방향유속 U_0 를 적용한다(Fenton, 1972).

$$U_0 = \sqrt{gh} [E_s S^2 - E_s^2 C_a - E_s^3 \{C_b + C_c\}] \quad (3.21)$$

여기서,

$$\begin{aligned} C_a &= -\frac{1}{4}S^2 + S^4 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(\frac{3}{2}S^2 - \frac{9}{4}S^4\right) \\ C_b &= \frac{19}{40}S^2 + \frac{1}{5}S^4 - \frac{6}{5}S^6 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(-\frac{3}{2}S^2 - \frac{15}{4}S^4 + \frac{15}{2}S^6\right) \\ C_c &= \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^4 \left(-\frac{3}{8}S^2 + \frac{45}{16}S^4 - \frac{45}{16}S^6\right) \end{aligned} \quad (3.22)$$

\bar{z} 는 물입자의 평균위치를 나타내며 E_s 와 S 는 다음의 식(3.23), 식(3.24)와 같이 각각 정의된다.

$$E_s = H_i/h \quad (3.23)$$

$$S = \text{sech } \alpha \hat{x} \quad (3.24)$$

그리고, 식(3.24)에서 α 와 \hat{x} 는 식(3.25)과 식(3.26)으로 각각 주어지며, 식(3.26)의 C 는 3차근사에서 고립파의 파속으로 식(3.27)로 표현된다.

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4}E_s \left\{ 1 - \frac{5}{8}E_s + \frac{71}{128}E_s^2 \right\}} \quad (3.25)$$

$$\hat{x} = \frac{x_s - Ct}{h} \quad (3.26)$$

$$C = \sqrt{gh} \left[1 + \frac{1}{2}E_s - \frac{3}{20}E_s^2 + \frac{3}{56}E_s^3 \right] \quad (3.27)$$

Ohyama and Nadaoka(1991)는 수치파동수로내에 구조물이 설치된 경우 조파소스의 위치에서 반사파의 영향을 고려하여 조파소스지점에서 연속적분치가 반사파가 없는 경우와 분포형상이 상사되도록 식(3.28)을 고려하였다.

$$q = 2U_0 \frac{\eta_0 + h}{\eta_s + h} \quad (3.28)$$

여기서, η_s 와 η_0 는 각각 조파소스의 위치에서 수위변동과 조파소스에 의해 기대되는 수위변동이다. 본 연구에서 조파소스에 의해 기대되는 수위변동 η_0 는 다음의 식과 같은 고립파의 3차근사식을 적용하여 산정된다(Fenton, 1972).

$$\eta_0 = h \left[1 + E_s S^2 \hat{t} + E_s^3 \left(\frac{5}{8} S^2 \hat{t}^2 - \frac{101}{80} S^4 \hat{t}^2 \right) \right] \quad (3.29)$$

여기서, \hat{t} 는 다음의 식(3.30)과 같이 주어진다.

$$\hat{t} = \tanh \alpha \frac{x_s - Ct}{h} \quad (3.30)$$

3.3 수치해석결과

3.3.1 Simamora et al.(2007)에 의한 수리실험의 개요

본 연구의 수치해석결과를 검증하기 위하여 3차원고립파의 작용하에 육상구조물군에 작용하는 지진 해일파력을 실험적으로 검토한 Simamora et al.(2007)의 수리실험결과와 비교한다. 본 절에서는 Simamora et al.(2007)의 수리실험조건에 대해 간략히 언급한다. Simamora et al.(2007)는 Fig. 3.1에 나타내고 있는 바와 같이 폭 7m, 길이 11m의 평면수조에서 대상의 고립파를 피스톤형의 조파기로 조파하였으며, 지진해일의 천수변형에서부터 육상으로의 처오름까지를 재현하였다. 심해역과 천해역에서 수평상의 수심을 각각 60cm와 3cm로 설정하였으며, 그 사이에 지진해일의 천수변형을 재현하기 위하여 1:3의 경사면을 설치하였다. 그리고, 직립호안의 배후는 평탄한 육지역으로 구성되고, 육상구조물로 정사각형의 목재를 사용하였다. 수리실험에서의 조파방법은 조파판을 약 4초간에 걸쳐 5cm 정도 뒤로 후퇴시킨 중립위치에서부터 20cm의 위치까지 약 4초간에 걸쳐 전방으로 전진시키고, 되돌아오는 과정으로 구성된다. 조파판은 조파개시부터 17초 뒤에 중립위치로 되돌아온다. 이상의 과정으로 조파시킨 파는 zero-up-cross와 zero-down-cross 사이(정수면 위로 파봉의 시작과 끝)의 시간은 약 7초, 파고는 3.5cm에 상당한다. 계측에서 파력은 3분력계로, 침수심은 용량식파고계로 각각 측정되었다. 샘플링간격은 3분력계에서 1/100초, 용량식파고계에서 1/200초로 하였으며, 3번의 반복실험을 수행하여 그 평균치를 사용하였다. 그리고, 육상구조물의 배치형태는 Fig. 3.3과 같이 총 6 케이스로 설정되었으며, 그림 중에 검은 색의 구조물이 파력측정을 위한 것이며, B 는 구조물의 폭으로 10cm이고, L 은 계측대상구조물과 호안측 구조물간의 간격으로 전케이스에서 $L = B$ 이다. D 는 호안에서 계측대상구조물까지의 거리를 나타내며, $D = nB$ 의 관계를 가진다. 여기서, Case 1은 1개의 구조물로 주위에 다른 구조물이 없는 배치이다. Case 2와 3은 해일의 내습방향의 전면에 구조물이 존재하는 경우로써, Case 2는 계측대상구조물과 호안측 구조물과의 간격이 일정하고, Case 3은 호안측의 구조물의 위치가 고정된 경우이다. Case 4와 5는 호안측으로 2개의 구조물이 계측대상구조물의 좌우에 배치되어 전면이 개방되어 있는 경우이며, 계측대상구조물의 배치는 Case 2와 3의 경우와 동일하다. 또한, 호안에서 계측대상구조물까지의 거리를 나타내는 n 값은 Case 1의 경우 1~8, Case 2와 4는 2, 4, 6, 8, Case 3과 5는 4, 6, 8이다. 한편, Case 6은 구조물군이 밀집된 경우로 중앙의 구조물에서 파력을 측정하였다. 이상에서 언급된 구조물의 배치형태는 수치해석에서도 동일하게 적용된다.

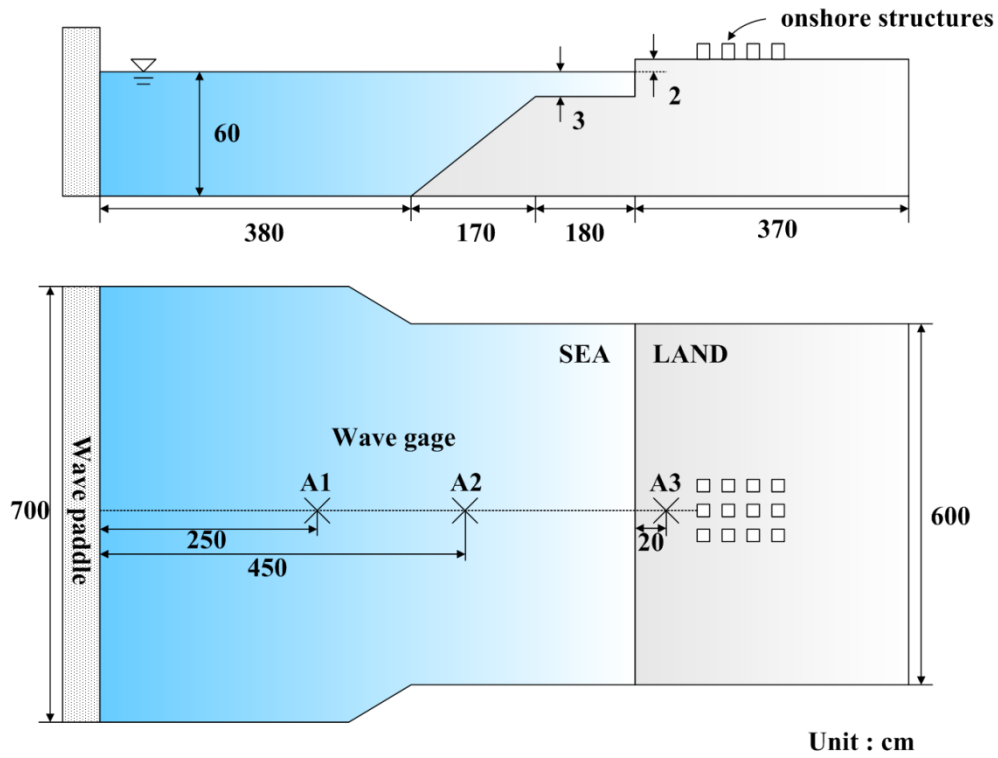


Fig. 3.1. Definition sketch of experimental wave tank.

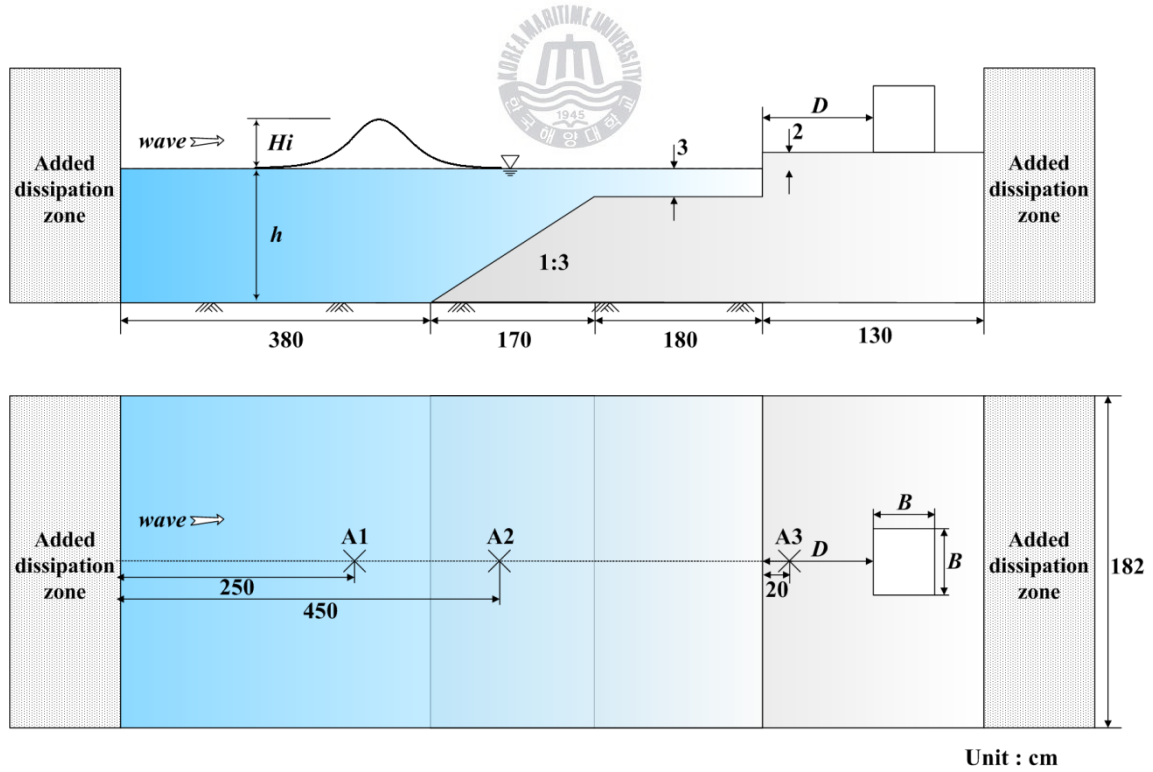


Fig. 3.2. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.

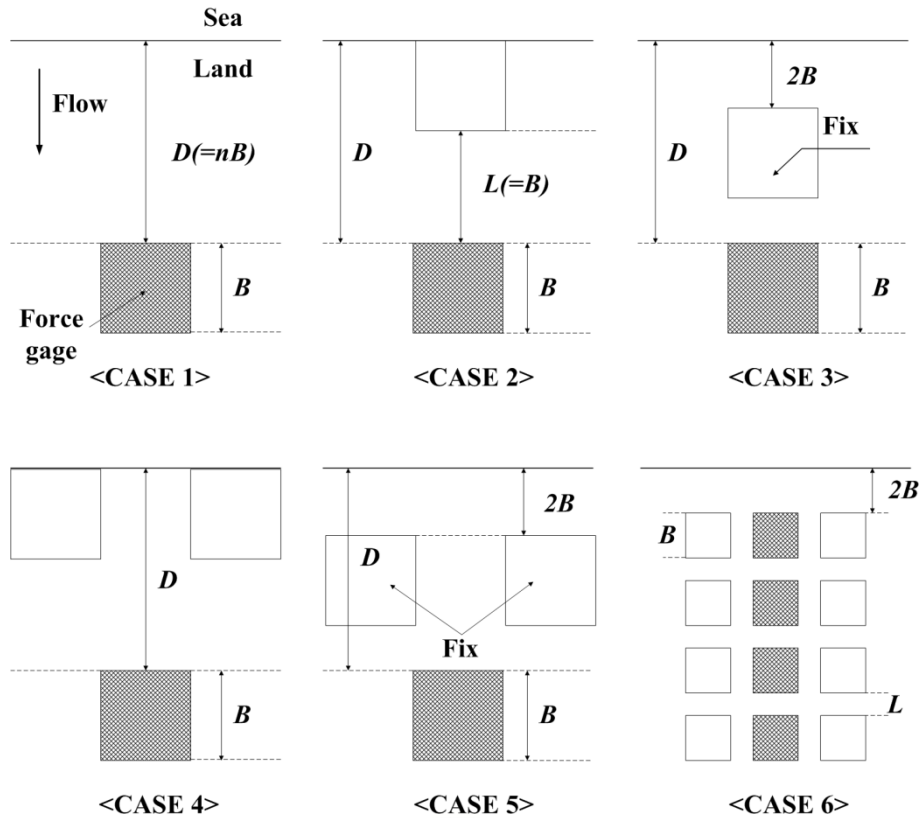


Fig. 3.3. Rayouts of onshore structures in experiments.

3.3.2 수치해석결과와 수리실험결과의 비교

(1) 조파 및 침수심고

Simamora et al.(2007)의 수리실험을 재현하기 위하여 전술한 Fig. 3.1과 유사한 3차원수치과동수로를 구축하였다. 3차원수치과동수로에 수리실험에서와 같은 고립파의 천수변형을 유도하기 위한 경사면과 육상구조물을 동일하게 설치하였지만, 수치해석에서는 계산의 효율을 향상시키기 위해 Fig. 3.2에 나타내는 바와 같이 수조폭을 182cm로 축소하여 적용하였다. Fig. 3.2에 나타나고 있는 수조폭의 변화에 따른 수위변화를 수치해석에서 고려하기 위하여 수리실험의 수위측정지점 A_1 및 A_2 에서 측정된 파고가 수치해석에서 동일한 파고가 재현되도록 입사파고를 조절하였다. 또한, 호안을 월류한 고립파의 침수심은 호안으로부터 20cm 떨어진 측정지점 A_3 에서의 값으로 비교되었다. Fig. 3.4는 수리실험의 수위측정지점 A_1 , A_2 및 A_3 에서 측정된 수위변화와 동일한 지점에서 계산된 수위변화를 비교한 것이다. Fig. 3.4(a)의 결과를 살펴보면 수위측정지점 A_1 에서 수리실험과 수치해석상에서 측정된 파고는 약 3.5cm로 유사하게 나타났지만 고립파의 파형은 수리실험의 경우 최대값 이후로 다소 짧은 시간에 걸쳐 계단식으로 감소하고 있다. 그러나, 수치해석의 경우 수리실험보다 다소 늦은 위상인 약 0.6초 후에 수위의 최대값이 관측되며 수위변화가 완만하게 감소되는 것으로 나타났다. Fig. 3.4(b)의 결과를 살펴보면 수위측정지점

A₂에서 수리실험과 수치해석에서 측정된 파고는 약 4.5cm로 유사하게 나타났고 고립파의 파형은 전술한 Fig. 3.4(a)와 비슷한 경향을 나타낸다. 즉, 조파된 고립파의 파고는 수리실험과 수치해석에서 모두 동일하게 나타났지만 고립파의 파형은 다소 차이가 나타나는 것을 알 수 있다. 이러한 차이는 수리실험과 수치해석에서 조파방법의 차이에 기인한 것으로 판단된다. 수리실험에서의 조파방법은 전술한 바와 같이 조파판을 중립위치에서 뒤로 당긴 후에 앞으로 밀어 조파한 반면에, 수치해석의 경우 조파판의 중립 위치에서 조파소스에 의해 수치조파되었기 때문에, 두 조파방법에서 근본적으로 위상차이가 존재하기 때문이다. Fig. 3.4(c)는 두 결과를 비교하기 위하여 전술한 약 0.6초 정도의 위상이동을 고려한 측정지점 A₃에서의 침수심을 나타낸 것으로, 수리실험과 수치해석에서의 값이 유사하게 주어지는 것을 알 수 있다. 침수심의 최대값은 약 2.5cm로 나타났으며, 수치해석에서 측정된 침수심이 수리실험에 비하여 최대값을 지난 후에 더욱 완만하게 감소되는 것으로 나타났다. 이것은 전술한 조파방법의 차이가 육상에서 침수심의 변화에도 일정부분의 영향을 미치는 것으로 판단된다.

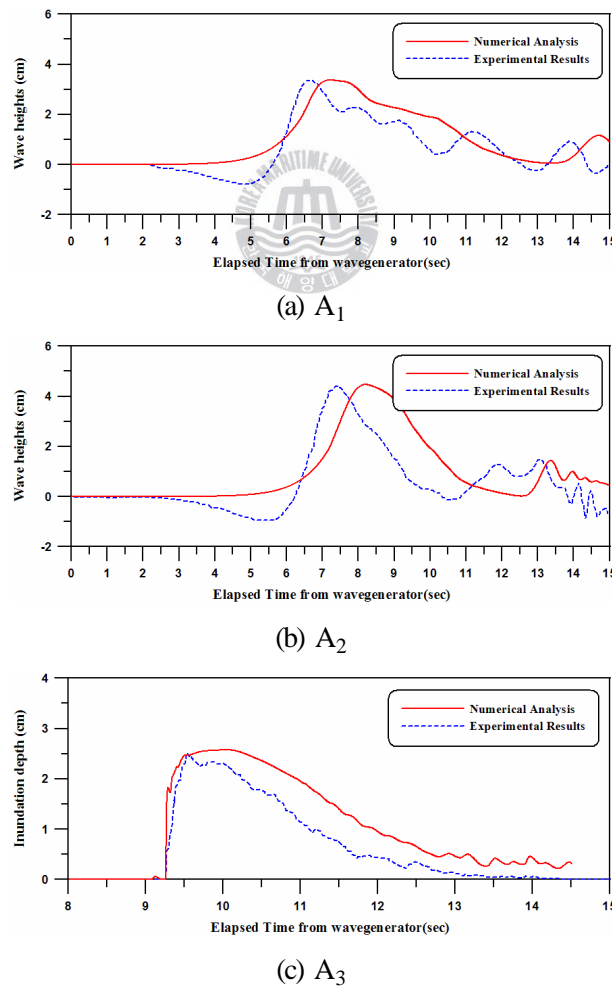
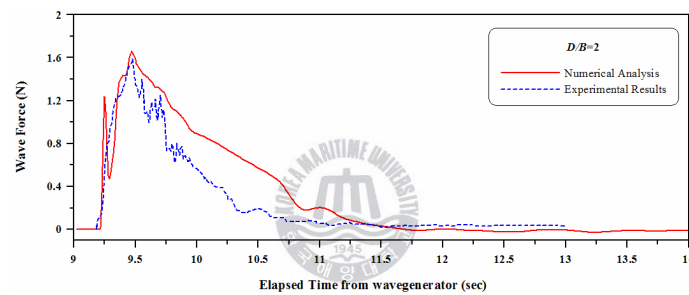


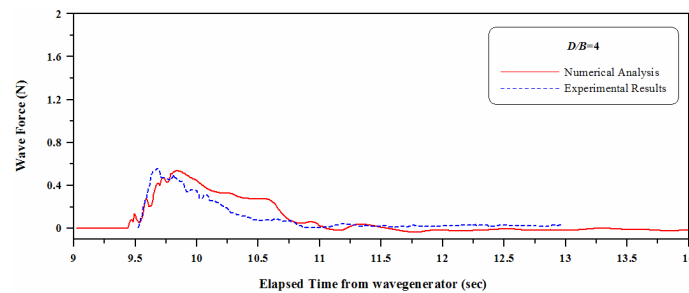
Fig. 3.4. Time variation of the water level at the measuring points A₁, A₂ and A₃ by numerical analysis and experimental.

(2) 지진해일파력

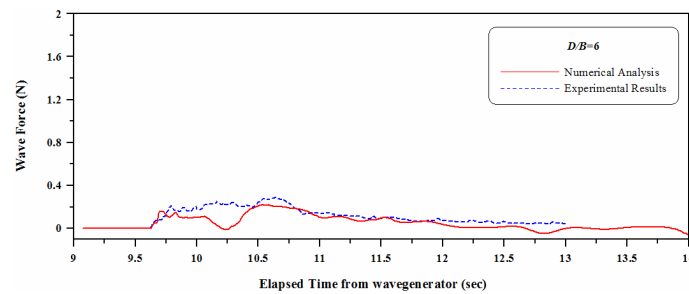
육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 산정하기 위하여 구조물의 전면에 압력계를 설치하고, 구조물의 중심에서 측정된 파력을 사용하여 이하의 결과를 도출하였다. Fig. 3.5는 Case 6에 대하여 D/B 의 값의 변화에 따른 파력의 시간변화에 대한 수치해석결과를 수리실험에 의한 결과와 비교한 것이다. 그림에서는 전술한 위상차이를 고려한 결과이며, $D/B=2$ 의 경우에 파력작용이 시작되는 순간부터 최대파력이 나타나는 동안은 거의 동일한 변화양상을 나타내는 것을 알 수 있다. 하지만, 최대파력이 측정된 이후에 수리실험의 경우는 짧은 시간에 감소하지만, 수치해석의 경우는 보다 완만한 감소를 나타낸다. 이러한 현상은 $D/B=4$ 인 경우에도 다소 볼 수 있지만, 호안으로부터 보다 이격되어 있는 $D/B=6, 8$ 의 경우는 전술한 현상은 거의 발생되지 않고, 파력의 변화가 유사하게 나타난다. 이상의 파력의 시간이력에서 수치해석과 실험에서 나타나는 차이는 근본적으로 조파방법의 차이에 따른 것으로 판단되지만, 파력의 최대치는 거의 동일하게 나타나는 것을 알 수 있다.



(a) $D/B=2$



(b) $D/B=4$



(c) $D/B=6$

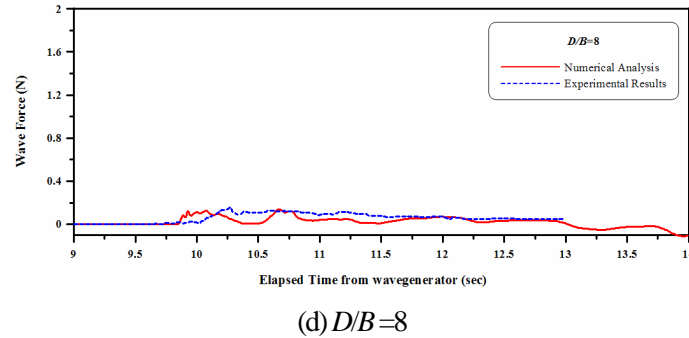
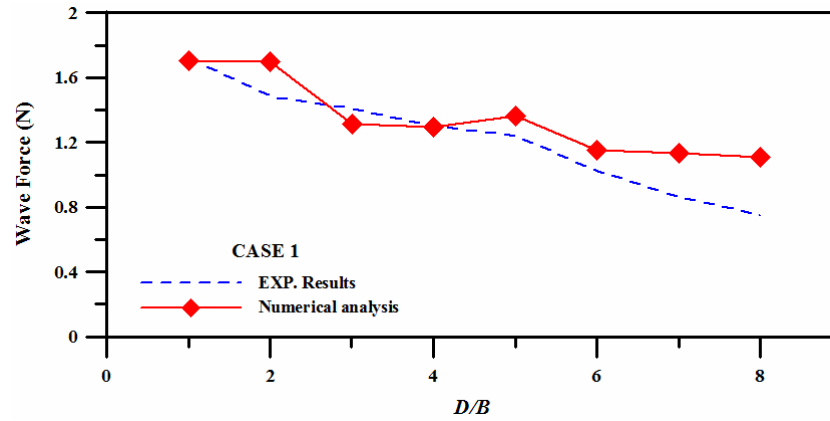


Fig. 3.5. Time variation of the wave force in case 6 according to the change of D/B .

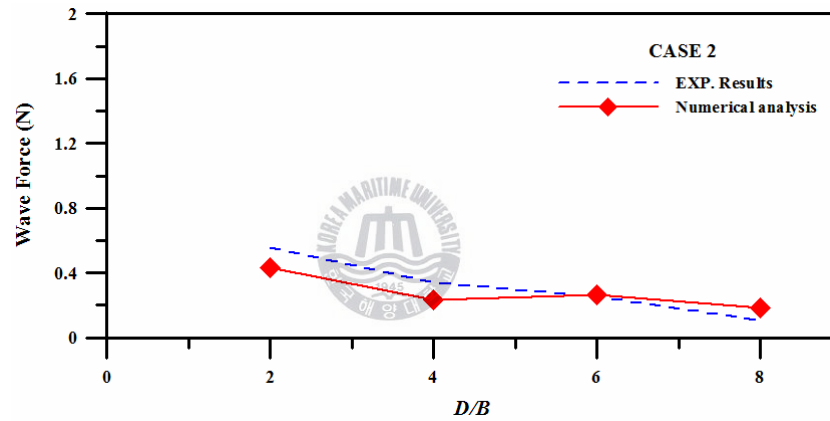
Fig. 3.6은 수리실험의 모든 케이스에 대하여 측정된 최대파력을 동일한 조건하의 수치해석결과와 비교한 것이다. 결과를 살펴보면 호안으로부터의 이격거리에 따라 지진해일파력의 변화양상이 상이하다는 것을 알 수 있다. 전체적인 경향은 D/B 의 값이 증가함에 따라(호안으로부터의 거리가 멀어질수록) 작용파력이 감소하는 경향을 나타낸다. 이러한 경향은 수치해석결과 및 실험결과에서도 동일하게 나타나지만, CASE 3의 경우는 반대의 현상을 나타내는 것을 알 수 있다. CASE 3에서의 이러한 현상은 Simamora et al(2007)에서도 지적하고 있는 바와 같이 D/B 값이 커짐에 따라 호안측의 전면구조물로 인하여 좌우의 2방향으로 분리되었던 흐름이 일정거리의 경과후에 회절현상에 의하여 중심부로 흐름이 집중되고, 이에 따라 작용파력이 증가한 것으로 판단된다. 다음으로, 전체적으로 나타나는 경향으로 수치해석결과가 실험의 경우보다 다소 큰 값을 나타내는 것을 알 수 있다. 이것은 수치해석에서 바닥마찰을 고려할 수 없기 때문인 것으로 판단된다. 고립파는 조파된 이후 경사면에서 천수변형을 일으키고, 호안을 월파하여 선단부가 단파상으로 육상구조물에 작용한다. 이러한 과정에서 바닥마찰을 고려하지 않는 수치해석의 결과는 D/B 가 커짐에 따라 수리실험에 비하여 최대파력이 크게 나타나는 것으로 판단된다. 그리고, 구조물에 작용하는 파력에서 구조물의 배치가 작용파력에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 측정대상구조물의 바로 전면에 구조물이 존재하는 Case 2와 전면이 열려있고 좌우로 구조물이 존재하는 Case 4를 비교하면 동일한 위치에서 작용한 파력이 2배 정도 차이가 나는 것을 확인할 수 있다. 또한, 전면에 구조물이 존재하는 경우가 구조물이 존재하지 않는 경우에 비하여 구조물에 작용하는 최대파력이 감소하는 것을 확인할 수 있다. 특히, 전면구조물이 존재하지 않는 Case 1의 경우는 다른 케이스에 비하여 전체적으로 높은 최대파력을 나타내고 있다. 특히, Case 2와 4에서 $D/B=2\sim4$ 인 호안으로부터의 짧은 이격거리의 경우에 측정된 파력이 Case 1의 $D/B=6\sim8$ 인 이격거리가 먼 경우보다 작용파력이 낮게 측정되었으며, 구조물군으로 이루어진 Case 6의 경우는 D/B 의 값이 증가함에 따라 파력이 급격히 감소하고 있는 것을 볼 수 있다. 이러한 결과들로부터 호안으로부터의 이격거리보다 전면에 구조물의 존재가 파력의 감쇠효과에는 더 큰 영향을 주는 것으로 나타났다.

이상의 결과들에서 D/B 의 값이 큰 부분에서 수리실험과 수치해석 사이에 다소의 차이가 주어지는

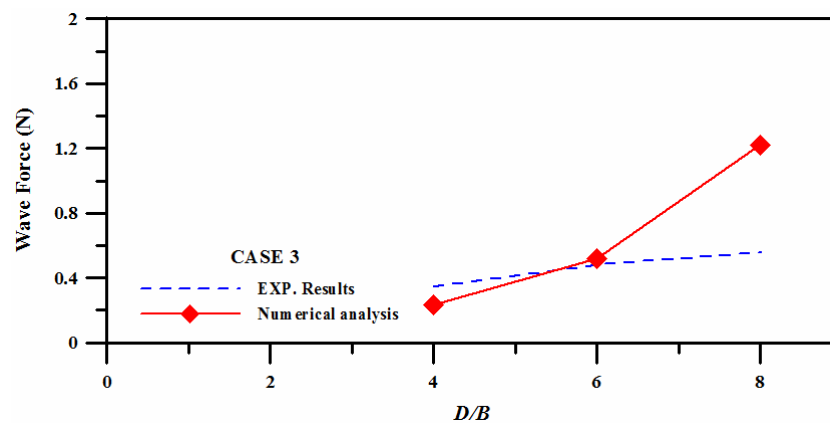
케이스도 있지만, 수치해석은 수리실험에서 측정된 지진해일파력을 잘 재현하고 있는 것으로 판단되고, 특히 전체적인 변화경향과 값의 변화추이는 두 결과에서 매우 유사한 것으로 판단된다.



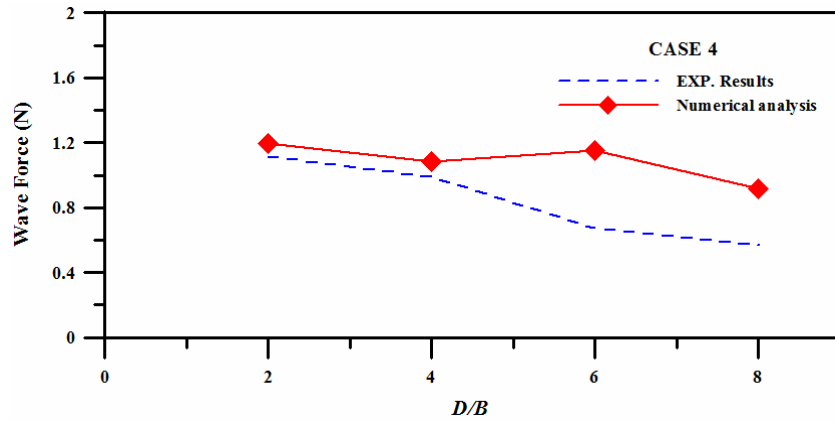
(a) CASE 1



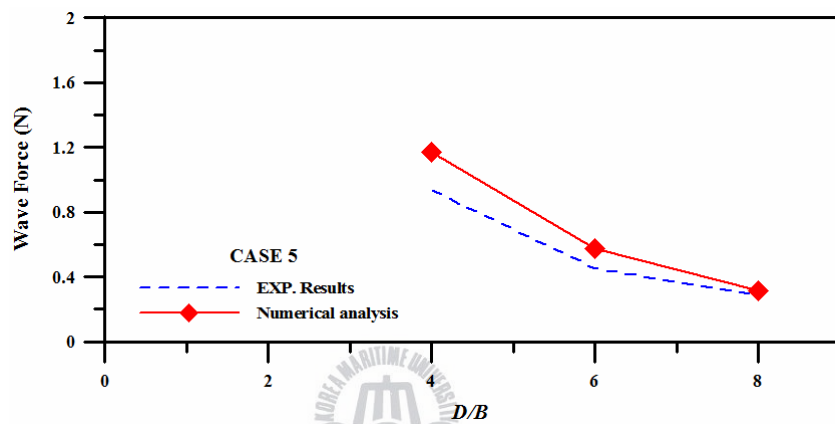
(b) CASE 2



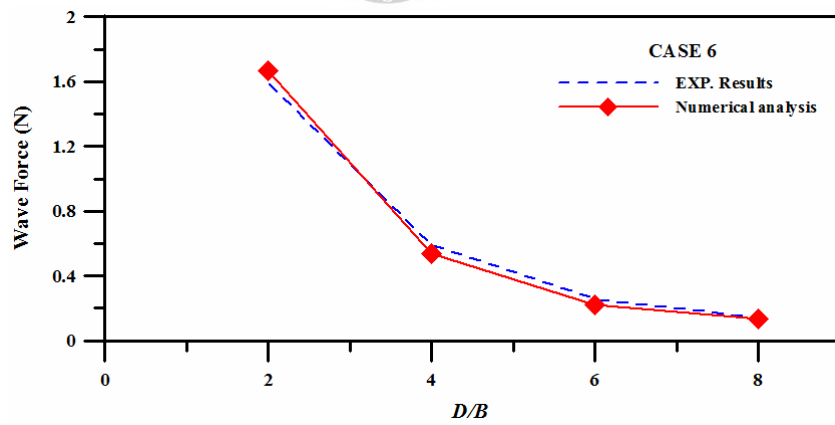
(c) CASE 3



(d) CASE 4



(e) CASE 5



(f) CASE 6

Fig. 3.6. Comparison of the maximum tsunami forces for all cases.

Fig. 3.7은 본 연구에서 검토한 CASE 6에 있어서 시간에 따른 수위변동(침수)를 나타낸 3차원결과로써, 고립파의 조파후 경과시간 9.6초, 10.0초, 10.6초, 11.584초의 상황을 나타낸다.

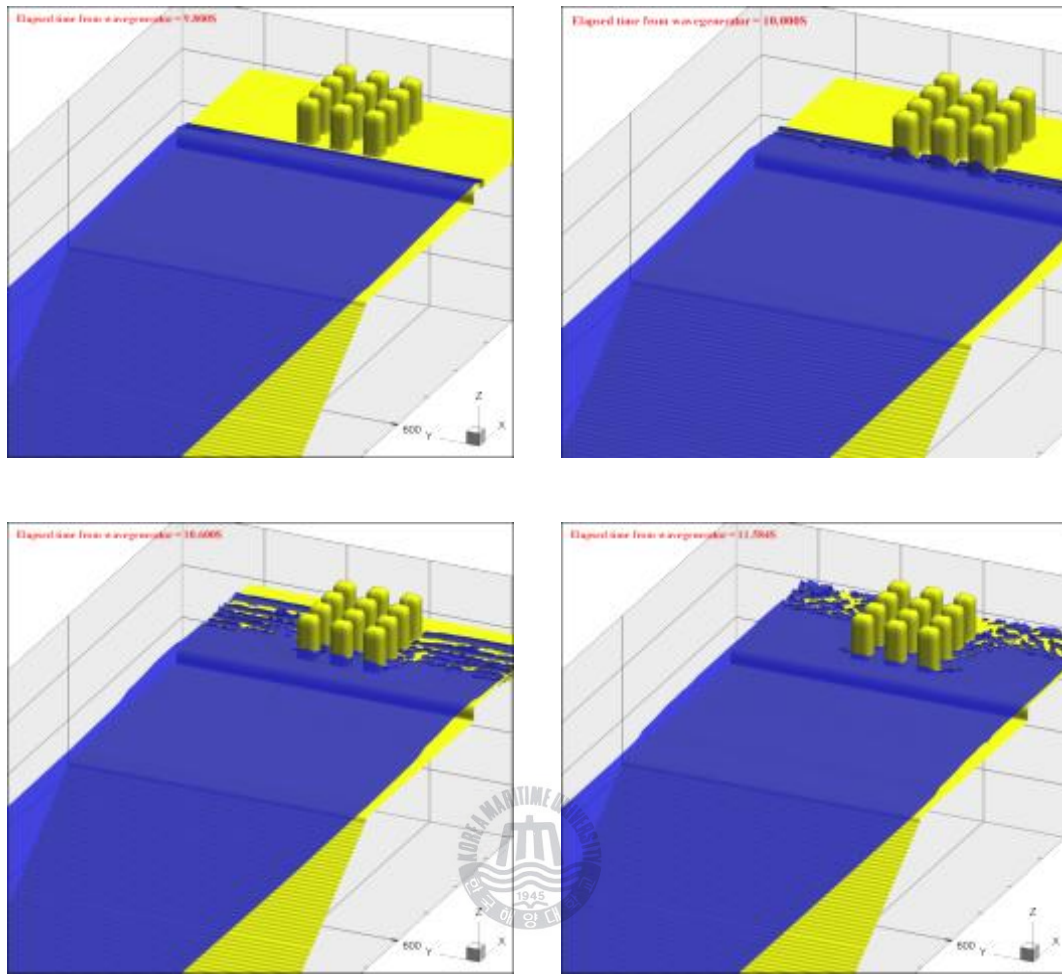


Fig. 3.7. Time evolution of the computed water level fluctuation in the CASE 6.

3.4 지진해일파력의 추정

3.4.1 지진해일파력의 추정

육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정에는 일본과 미국 등의 설계지침(Dames and Moore(1980) ; CCH(2000) ; Asakura et al.(2000) ; FEMA-CCM(2005) ; ASCE(2006))에 따라 정수압적인 평가방법과 동수압적인 평가방법이 제안되어 있다. 본 연구에서는 수치해석을 통해 얻어진 육상에서의 침수심과 유속으로부터 지진해일파력을 추정하여 수치해석의 유용성을 검토한다. Fig. 3.8은 전술한 Case 1의 파력측정지점에 구조물이 존재하지 않는 경우에 침수심과 유속에 대한 시간이력을 나타낸다. 그림을 살펴보면 육상부에서의 유속은 유체가 측정지점에 도달하는 순간에 급격히 상승하며, 시간의 경과에 따라 감소하는 경향을 나타낸다. 또한, 침수심의 경우 수심이 측정되기 시작된 이후의 시간에서 최대값을 나타내고 있으며, 유체는 육상에서 전파거리가 길수록 지반과의 상호작용 등에 의해 유체분리현상과 soliton분열현

상이 발생하는 것을 확인할 수 있다. 따라서, 호안으로부터 이격거리가 멀어질수록 비정상흐름이 발달하게 되고, 복잡한 수면형과 유속분포를 나타내게 된다. 또한, 최대침수심과 최대유속이 측정되는 시간은 동일하지 않으며, 어느 정도의 위상차이가 발생하고 있다.

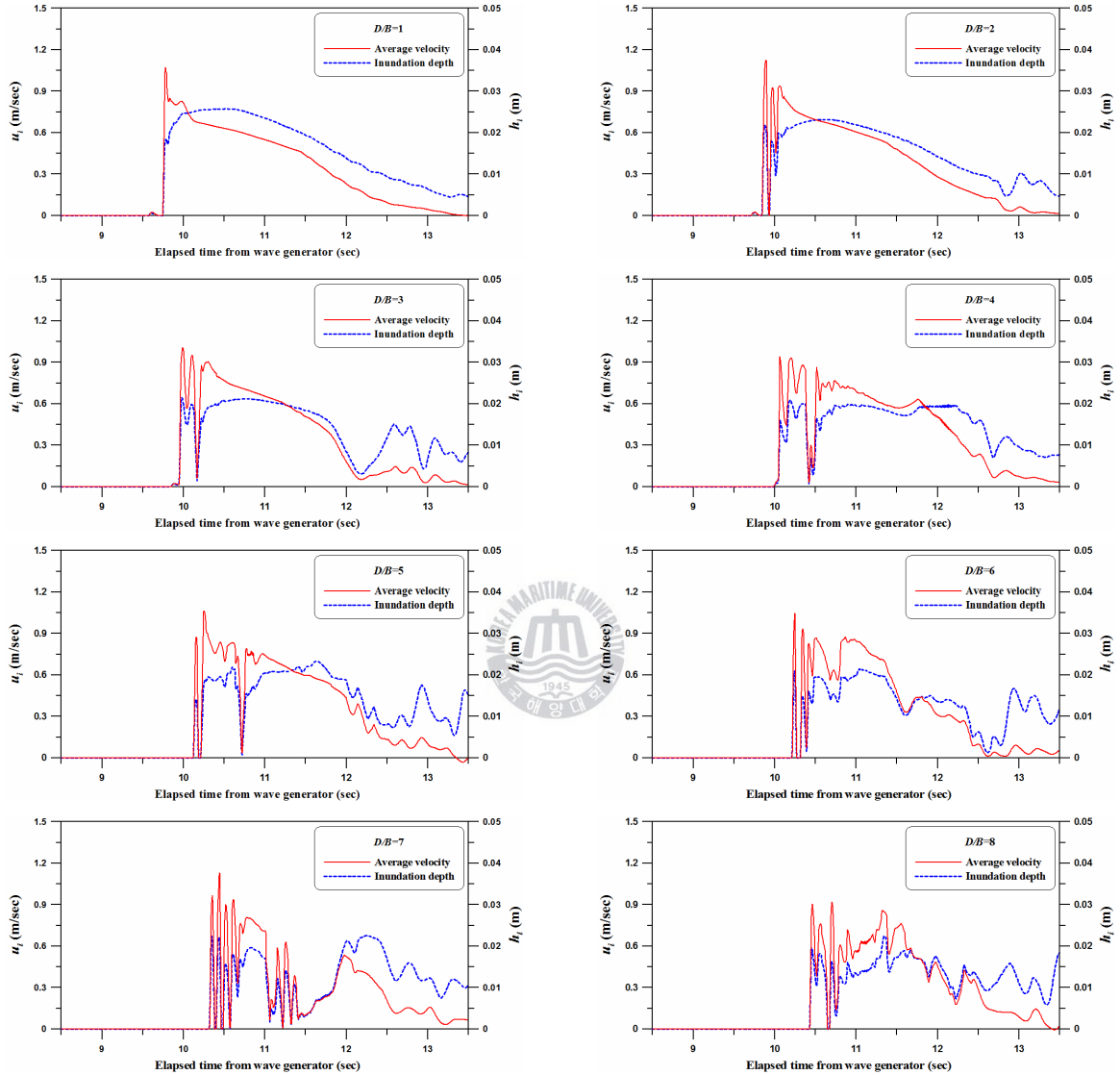


Fig. 3.8. Time variation of the computed water level and velocities at the proposed positions in the absence of structure.

3.4.2 정수압적인 지진해일파력의 추정

육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 평가에 사용되는 Asakura et al.(2000), CCH(2000) 등이 제안하고 있는 정수압적인 추정식의 경우는 육상에 구조물이 존재하지 않는 때의 침수심만으로 지진해일파력을 산정할 수 있고, 압력분포는 정수압분포로 표현할 수 있다. 현재까지 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 산정에 대하여 다음과 같은 식이 제안되어 사용되고 있다.

$$F_s = \alpha \rho g h_{im}^2 B \quad (3.31)$$

여기서, h_{im} 은 최대침수심, B 는 파압이 작용하는 구조물의 폭이며, α 값에 대해 Asakura et al.(2000), CCH(2000) 등은 육상구조물의 경우에 $\alpha=4.5$, Tanimoto et al.(1984)은 해중의 방파제의 경우에 $\alpha=3.3$ 을 제안하고 있다.

Fig. 3.9에서는 Fig. 3.8의 각 지점에서 측정된 최대침수심과 Tanimoto et al.(1984), Asakura et al.(2000) 등이 제안한 α 값으로 산정된 지진해일파력을 수치해석에서 측정된 지진해일파력으로 무차원화한 값을 제시하였다. 여기서, 세로축의 F_{st} 는 최대침수심과 α 값으로 산정된 식(3.31)에 의한 지진해일파력이며, F_{obs} 는 수치해석에서 측정된 지진해일파력이다. 그림을 살펴보면 D/B 의 값이 증가할수록 α 값도 증가하고 있다. 그리고, 전체적으로 Asakura et al.(2000)이 제안한 지진해일파력의 산정식($\alpha=4.5$)은 Tanimoto et al.(1984)이 제안한 산정식($\alpha=3.3$)에 비하여 지진해일파력을 과대평가하고 있는 것을 알 수 있다.

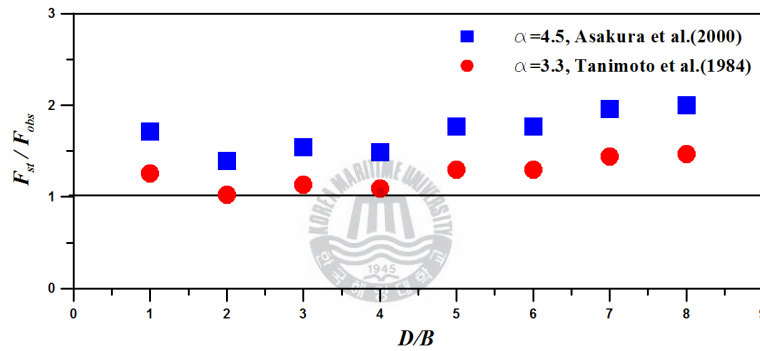


Fig. 3.9. Comparison of the nondimensional wave force.

Fig. 3.10은 Yeom et al.(2007, 2008)과 Fujima et al.(2009)의 수리실험결과와 수치해석에서 얻어진 α 값의 분포를 함께 나타낸 것이다. 수치해석에 α 의 평균치는 2.68로, Asakura et al.(2000)의 산정식에 비해 Tanimoto et al.(1984)의 산정식에 더욱 근사한 것으로 나타났다. 이러한 결과는 Yeom et al.(2007, 2008)과 Fujima et al.(2009)의 수리실험결과에서도 유사하게 나타나고 있다. 여기서, Yeom et al.(2007, 2008)과 Fujima et al.(2009)에 의한 수리실험결과를 살펴보면 전체의 평균 α 값은 1.9이고, α 값은 $h_{im}/D > 0.05$ 인 영역에는 0.5~4.0사이에 분포하며 $h_{im}/D < 0.05$ 인 영역에서는 $\alpha = 0.5 \sim 7.0$ 사이에 분포하는 것으로 나타났다. 또한, Asakura et al.(2000)의 정수압적인 제안식은 $h_{im}/D < 0.05$ 인 구간(호안으로부터 멀리 떨어진 곳)에서 지진해일파력을 산정하는 것에는 적합하지 않으며 $h_{im}/D > 0.05$ 인 구간에서는 Fujima et al.(2009)도 지적하고 있는 바와 같이 Tanimoto et al.(1984)이 제안한 추정식이 안전평가에 더욱 적합하다는 사실을 나타내고 있다.

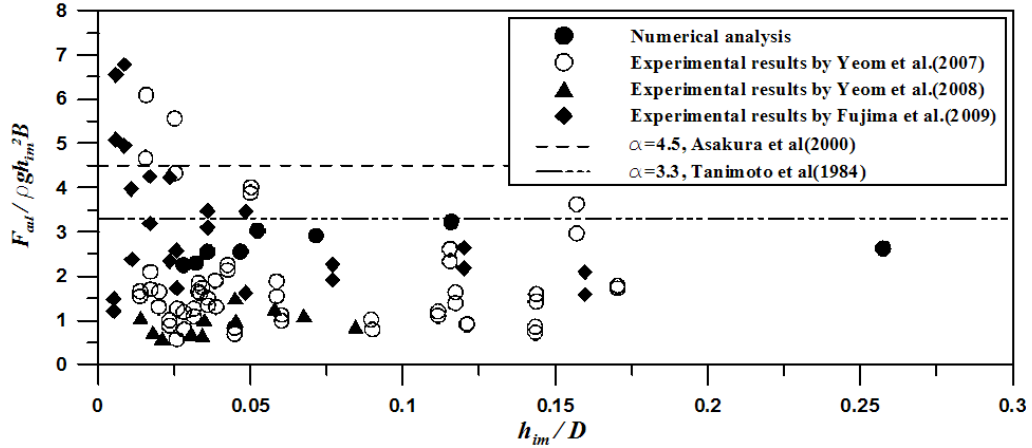


Fig. 3.10. Distribution of the value of α .

3.4.3 동수압적인 지진해일파력의 추정

육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 평가에 사용되는 동수압적인 산정식에 대하여 Yeh(2006, 2007)는 비정상흐름에서의 파력을 동수력으로 불리는 항력에 관한 항으로 나타내고, 항력을 유체의 밀도, 침수심, 유속 및 구조물의 형상에 따른 항력계수에 관한 함수로 표현하고 있다. 또한, 구조물에 작용하는 동수력(항력)에 대하여 다음과 같은 식을 제안하여 구조물에 작용하는 파력을 산정하였다.

$$F_d = \frac{1}{2} \rho C_D B (h_i u_i^2)_m \quad (3.32)$$

여기서, u_i 는 평균유속, C_D 는 항력계수이다. C_D 값에 대하여 FEMA-CCM(2005), Yeh(2006, 2007) 등은 사각형구조물의 경우는 $C_D=2.0$, 원주구조물의 경우는 $C_D=1.2$ 를 적용할 것을 권고하고 있다. 그리고, 최대 침수심 h_{im} 과 최대평균유속 u_{im} 은 정수압적인 산정법과 동일하게 구조물이 존재하지 않는 경우에 측정된 값을 사용한다. 따라서, 수치해석에서는 Fig. 3.9에서 얻어진 h_i 와 u_i 의 시간변화를 근거로 하여 $(h_i u_i^2)_m$ 을 산정하였다. 여기서, $(h_i u_i^2)_m$ 은 $h_i u_i^2$ 의 최대값을 나타내며, $(h_i u_i^2)_m \neq h_{im} u_{im}^2$ 이다.

Simamora et al.(2007)은 항력계수를 추정하기 위하여 실험을 통하여 측정된 지진해일파력을 식(3.31)에 적용하여 역산하였고, 추정된 C_D 값은 1.21로 얻어졌다. 본 연구에서도 이와 동일하게 측정된 파력을 역산하여 각 지점에서의 C_D 값을 추정하였다. 추정된 C_D 의 평균값은 1.26으로 Simamora et al.(2007)에 의해 산정된 값과 유사함을 확인하였다. 또한, Fig. 3.11에 수치해석에서 추정된 C_D 값으로 산정된 지진해일파력과 FEMA-CCM(2005), Yeh(2006, 2007) 등에 의해 제안된 C_D 값으로 추정한 지진해일파력을 측정된 지진해일파력으로 무차원화한 값을 각각 제시한다. 결과를 살펴보면 지진해일파력에 대하여 FEMA-CCM(2005) 등에서 제안한 C_D 값을 적용하여 추정한 지진해일파력이 측정된 지진해일파력을 과대평가

하고 있는 것을 확인할 수 있다.

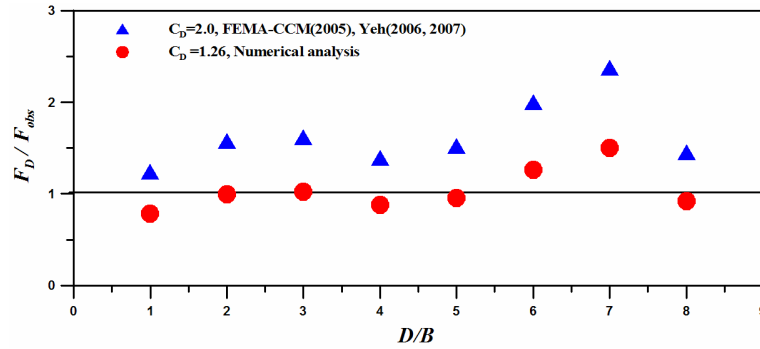


Fig. 3.11. Comparison of the nondimensional wave force.

Fujima et al.(2009)은 지진해일파력의 추정에 대하여 식(3.32)의 $(h_i u_i^2)_m$ 을 적용하는 방법과 현장조사에서 $h_i u_i^2$ 의 시간이력을 추정하기 어려운 것에 착안하여 손쉬운 지진해일파력 추정식으로 $h_{im} u_{im}^2$ 을 적용하는 방법을 제시하였다. 또한, 수리실험에서는 측정된 지진해일파력을 역산하여 C_D 값을 추정하였으며 Yeom et al.(2007, 2008)의 수리실험결과를 고려하여 다음과 같은 제안식을 나타내었다.

$$F_{D1} = \frac{1}{2} \rho C_{D1} B (h_i u_i^2)_m, C_{D1} \approx 2.0 + 5.4 \left(\frac{h_{im}}{D} \right) \quad (3.33)$$

$$F_{D2} = \frac{1}{2} \rho C_{D2} B h_{im} u_{im}^2, C_{D2} \approx 1.3 + 6.3 \left(\frac{h_{im}}{D} \right) \quad (3.34)$$

본 연구에서는 수치해석결과를 Fujima et al.(2009)과 동일한 방법으로 동수압적인 지진해일파력을 추정하였으며, Fujima et al.(2009)과 Yeom et al.(2007, 2008)의 수리실험결과에 수치해석에서 산정된 C_D 값을 함께 고려하여 회귀분석을 실시하였고, 다음과 같은 식으로 얻었다.

$$F'_{D1} = \frac{1}{2} \rho C_{D1} B (h_i u_i^2)_m, C'_{D1} \approx 1.98 + 3.73 \left(\frac{h_{im}}{D} \right) \quad (3.35)$$

$$F'_{D2} = \frac{1}{2} \rho C_{D2} B h_{im} u_{im}^2, C'_{D2} \approx 1.34 + 4.23 \left(\frac{h_{im}}{D} \right) \quad (3.36)$$

다음의 Fig. 3.12, 3.13은 수리실험과 본 수치해석에서 산정된 C_D 값의 분포 및 회귀곡선을 나타낸 것이다. 여기서, Fig. 3.12는 $(h_i u_i^2)_m$ 을 적용하여 추정된 C_D 값의 분포이며, 회귀곡선 1은 수리실험의 결과만으로 추정된 것이고, 회귀곡선 2는 수리실험과 수치해석의 결과를 모두 고려하여 추정된 것이다. 또한, Fig. 3.13은 $h_{im} u_{im}^2$ 을 적용하여 추정된 C_D 값의 분포이며 회귀곡선의 경우는 Fig. 3.12와 동일한 방법으로 추정되었다. Fig. 3.12를 살펴보면 C_D 값의 분포는 수치해석의 경우 대부분 0.8~1.7정도의 범위에서

나타나며 수치실험의 경우 0.9~7정도의 범위에서 분포하고 있다. 전체적으로 수치해석에 의해 추정된 C_D 값이 수치실험의 C_D 값에 비해 낮게 분포하고 있다. 즉, 수치해석의 결과가 전체적으로 수치실험에 비하여 C_D 값을 과소평가하고 있는 것이다. 또한, 수치해석의 결과를 포함하고 있는 회귀곡선 2가 1에 비하여 h_{im}/D 의 값이 증가할수록 완만하게 증가하는 것으로 나타났다. 그러나, $h_{im}/D > 0.05$ 인 영역 ($D/B < 4$)에 비하여 $h_{im}/D < 0.05$ 인 영역($D/B > 4$)에서는 수치실험의 결과와 유사하다는 것을 확인할 수 있다.

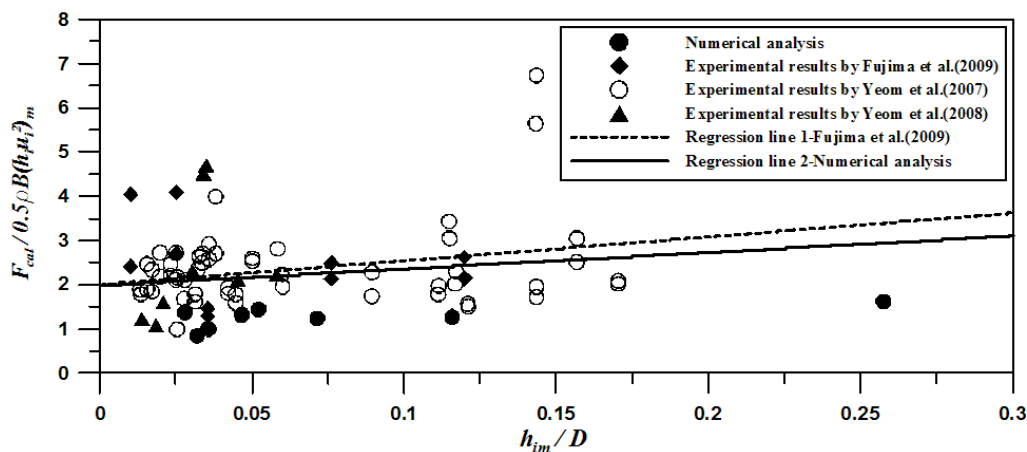


Fig. 3.12. Comparison of the C_D value and the regression curve by $(h_i u_i^2)_m$.

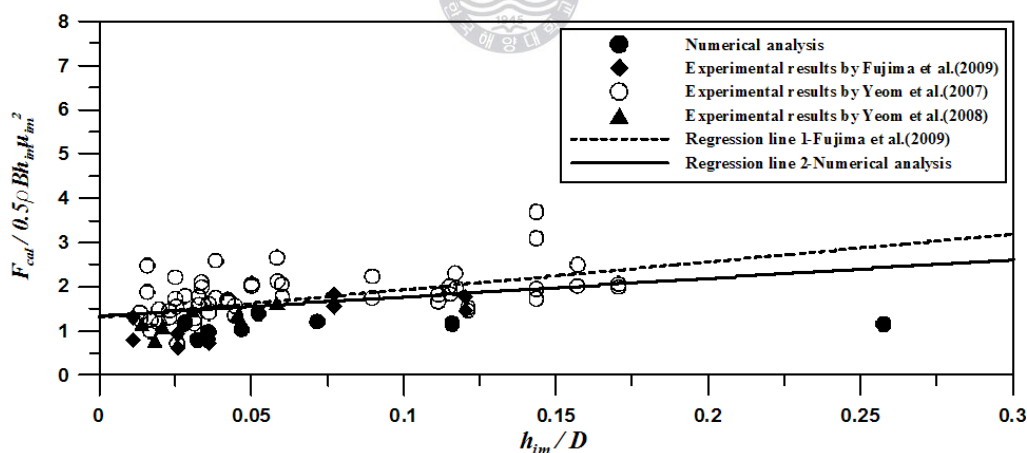


Fig. 3.13. Comparison of the C_D value and the regression curve by $h_{im} u_{im}^2$.

Fig. 3.13을 살펴보면 C_D 값의 분포는 수치해석의 경우 0.7~1.4정도의 범위에서 나타나며, 수치실험의 경우는 0.6~4.0정도의 범위에서 분포하고 있다. 그리고, Fig. 3.12와 비교하여 C_D 값이 전체적으로 낮게 추정되고 있다. 즉, $(h_i u_i^2)_m$ 을 적용하여 C_D 값을 추정하는 경우가 $h_{im} u_{im}^2$ 을 적용하는 경우보다 높은 C_D 값이 나타났다. 또한, 수치실험의 경우 C_D 값의 변동폭이 큰 반면에 수치해석의 경우 C_D 값의 변동폭이 작은 것으로 나타났다. 하지만, C_D 값과 회귀곡선의 전체적인 경향은 Fig. 3.12와 거의 유사하며, 전술한

것과 같이 일정영역($h_{im}/D < 0.05$, $D/B > 4$)에서 수리실험결과와 수치해석간의 유사성이 탁월한 것을 확인하였다.

전술한 결과들은 제한된 조건하에서 수행된 수치해석이지만, 수리실험결과와 매우 유사한 경향을 나타내고 있는 것을 확인할 수 있었다. 하지만, 지진해일파력은 정수압적인 방법에서 최대침수심과 α 값에 따라 산정되고, 동수압적인 방법에서 최대침수심, 최대유속과 C_D 값에 따라 산정된다. 따라서, 지진해일파력의 산정은 α 값과 C_D 값에 크게 의존하므로 이에 대한 α 값과 C_D 값의 산정이 가장 중요한 부분이라고 할 수 있다. 따라서, 정확한 α 및 C_D 값의 산정을 위해서는 보다 다양한 조건하에서 많은 검토가 수행될 필요가 있을 것이다.

3.5 결론

본 연구에서는 복수의 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력과 육상에서 전면구조물의 유무에 따른 그 배후구조물에서의 파력감쇠효과를 2상의 혼상류에 기초한 3차원혼상류해석법(3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D))으로부터 검토하고, 더불어 수리실험결과(Simamora et al., 2007)과 비교분석하였다. 그리고, 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 추정법 및 설계기준과의 비교를 통하여 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 확인하였다. 이로부터 다음과 같은 중요한 사항을 확인하였다.

① 수치해석결과에서 호안으로부터 이격거리가 멀어지는 경우에 수리실험결과와 다소의 차이를 나타낸다. 이러한 문제의 원인은 바닥마찰을 고려하지 않은 것 때문으로 판단되며, 향후 바닥마찰의 영향을 고려한 모형의 개발이 필요하다.

② 지진해일파력의 크기는 연안으로부터 육상구조물까지의 거리, 전면구조물의 유무, 구조물군의 배치방식에 따라 각각 달라지며, 육상구조물까지의 이격거리보다는 전면구조물의 유무가 더 크게 영향을 미치는 것을 확인하였다.

③ 수치해석에 의한 지진해일파력의 결과는 수리실험의 결과를 잘 재현하고 있는 것으로 나타났다. 비록, 호안으로부터 이격거리가 멀어짐에 따라 바닥마찰의 미고려 등으로 인하여 부분적으로 불일치가 나타나지만, 전체적인 경향은 매우 유사하다.

④ 정수압적인 방법으로 지진해일파력을 산정한 경우 Fujima et al.(2009)의 수리실험과 수치해석의 결

과 모두 유사한 경향을 나타내고 있다. 즉, Tanimoto et al.(1984)이 제안한 산정식($\alpha=3.3$)이 지진해일파력의 산정에 더 유효하다는 것을 알 수 있다. 하지만, 정수압적인 지진해일파력의 평가에는 최대침수심과 α 값에 따라 산정되는 지진해일파력의 변동폭이 크므로, 다양한 조건하에서 많은 실험과 수치해석이 수행되어야 할 것이다.

⑤ 동수압적인 방법으로 지진해일파력을 산정한 경우 Simamora et al.(2007)이 제시한 C_D 값($C_D=1.21$)과 수치해석의 평균 C_D 값($C_D=1.26$)이 유사한 값을 가지며, FEMA-CCM(2005), Yeh(2006, 2007) 등에 의한 결과가 지진해일파력을 과대평가하는 것으로 나타났다. 또한, Fujima et al.(2009)이 제안한 지진해일파력의 추정에 관한 두 가지 방법에 대하여 수치해석이 수리실험결과를 잘 재현하고 있으며, 수리실험결과와 수치해석결과가 매우 유사한 경향을 가지는 것으로 확인하였다. 또한, 수리실험결과와 수치해석결과를 모두 고려한 회귀식을 제시하였다.



<참고문헌>

- 김도삼, 이광호, 허동수, 김정수. (2001) VOF법에 기초한 불투과잠재 주변파동장의 수치해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제 21권, 제5-B호, pp.551-560.
- 이광호, 김창훈, 김도삼, Harry Yeh, 황용태. (2009a) 해안안벽과 육상구조물에서 지진해일파의 처오름 및 작용파력에 관한 수치해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제29권 제3호, pp.289-301.
- 이광호, 김창훈, 김도삼, 황용태. (2009b) 2차원수조내에서 단파의 변형과 구조물에 작용하는 단파파력에 관한 수치해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제29권 제5B호, pp.473-482.
- 이광호, 이상기, 신동훈, 김도삼. (2008) 복수연직주상구조물에 작용하는 비선형파력과 구조물에 의한 비선형파랑변형의 3차원해석, 한국해양해양공학학회논문집, 한국해양해양공학회, 제20권, 제1호, pp. 1-13.
- Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002) Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics multi-dimensional flow analysis., Corona Publishing Co., LTD. Tokyo, Japan.
- Amsden, A.A. and Harlow, F.H. (1970) The SMAC method : a numerical technique for calculating incompressible fluid flow., Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M.
- Arikawa, T., Yamada, F. and Akiyama, M. (2005) Study of the applicability of tsunami wave force in a three-dimensional numerical wave flume., Ann. J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 52, pp. 46-50.
- Arikawa, T., Ikebe, M., Yamada, F., Shimosako, K., and Imamura, F. (2005) Large model test of tsunami force on a revement and on a land structure., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 52, pp. 746-750.
- ASCE (2006) Minimum design loads for buildings and other structures., ASCE/SEI Standard 7-05, ASCE.
- Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N. and Omori, M. (2000) An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, pp. 911-915.
- Brorsen, M. and Larsen, J. (1987) Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method., Coastal Engrg., Vol. 11, pp. 93-113.
- CCH (2000) Department of Planning and Permitting of Honolulu Hawaii., Chapter 16, Article 11, Hawaii, USA.
- Cross, R. H. (1967) Tsunami surge forces. J. of the Waterways and Harbours Division., ASCE, Vol. 93, No.WW4, pp. 201-231.
- Cumberbatch, E. (1960) The impact of a water wedge on a wall., J. of Fluid Mech., Vol. 7, No. 3, pp. 353-373.
- Dames and Moore . (1980) Design and Construction Standards for Residential Construction in Tsunami-prone Areas in Hawaii., FEMA, USA.
- FEMA-CCM. (2005) Coastal Construction Manual., FEMA 55 Report, Edition 3, FEMA, USA.
- Fenton, J. (1972) A ninth-order solution for the solitary wave., J. of Fluid Mech., Vol. 53, No.2, pp.257-271.
- Fujima, K., Achmad, F., Shigihara, Y. and Mizutani, N. (2009) Estimation of Tsunami force Acting on Rectangular

- Structures., J. of Disaster Research., Vol. 4 No.6, pp.404-409.
- Fukui, Y., Nakamura, M., Shiraishi, H. and Sasaki, Y. (1963) Hydraulic study on tsunami., Coastal Engrg. in Japan, Vol. 6, pp. 67-82.
 - Grimshaw, R. (1971) The solitary wave in water of variable depth: Part 2., J. Fluid Mech., Vol. 46, pp. 611-622.
 - Hamzah, M.A., Mase, H. and Takayama, T. (1998) Direct simulation of solitary wave runup and pressure on coastal barrier., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 45, pp. 176-180.
 - Hinatsu, M. (1992) Numerical simulation of unsteady viscous nonlinear waves using moving grid system fitted on a free surface., J. of Kansai Soc. Nav. Archit., Japan, No. 217, pp. 1-11.
 - Hirt, C. W and Nichols, B.D. (1981) Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries., J. of Comput. Phys., Vol. 39, pp. 201-225.
 - Ikeno, M. and Tanaka, H. (2003) Experimental study on impulse force of drift body and tsunami runing up to land., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 50, pp. 721-725.
 - Ikeno, M., Matsuyama, M. and Tanaka, H. (1998) Shoaling soliton fission of tsunami on a shelf and wave pressure for tsunami-resistant design of breakwater by large wave flume-experiments., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 45, pp. 366-370.
 - Ikeno, M., Mori, N. and Tanaka, H. (2001) Experimental study on tsunami force and impulsive force by a drifter under breaking bore like tsunamis., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 48, pp. 846-850.
 - Kleefsman, K.M.T., Fekken, G., Veldman, A.E.P., Iwanowski, B. and Buchner, B.(2005) A Volume-of-Fluid based simulation method for wave impact problems., J. of Comput. Phys., Vol. 209, pp. 363-393.
 - Kunugi, T.(2000) MARS for multiphase calculation., CFD J., Vol. 9, No.1, IX-563.
 - Matsutomi, H. (1989) Impulsive force due to the collision of a bore with a floating body., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 36, pp. 574-578.
 - Matsutomi, H. (1991) An experimental study on pressure and total force due to bore., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 38, pp. 626-630.
 - Matsutomi, H. and Ohmukai, T. (1999) Laboratory experiments on fluid force of tsunami flooded flows., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 46, pp. 336-340.
 - Miyata, H. and Nishimura, S. (1985) Finite-difference simulation of nonlinear waves generated by ships of arbitrary three-dimensional configuration., J. Comput. Phys., Vol.60, pp.391-436.
 - Mizutani, S. and Imamura, F. (2000) Hydraulic eperimental study on wave force of a bore acting on a structure., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, pp. 946-950.
 - Mizutani, S. and Imamura, F. (2002) Design of coastal structure including the impact and overflow on tsunamis., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 49, pp. 731-735.
 - Ohyama, T. and Nadaoka, K. (1991) Development of a numerical wave tank for analysis of non-linear and irregular wave field., Fluid Dyna. Res., Vol. 8, pp. 231-251.
 - Ramsden, J. D. (1993) Tsunami : Forces on a vertical wall caused by long waves, bores, and surges on a dry bed., Ph.D.

Thesis, California Institute of Technology, California, USA.

- Ramsden, J. D. and Raichlen, F.(1990) Forces on vertical wall caused by incident bores., J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 116, No. 5, pp. 592-613.
- Rudman, J.D.(1997) Volume-tracking methods for interfacial flow calculations., Int. J. Numer. Methods in Fluids, Vol. 24, pp.671-691.
- Simamora, C., Shigihara, Y. and Fujima, K. (2007) Experimental Study on Tsunami Forces Acting on Structures., J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol.54, pp.831-835.
- Smagorinsky, J. (1963) General circulation experiments with the primitive equations., Mon. Weath. Rev., Vol. 91, No. 3, pp. 99-164.
- Tanimoto, K., Takayama, T., Murakami, K., Murata, S., tsuruya, H., takahashi, S., Morikawa, M., Yoshimoto, Y., Nakano, S. and Hiraishi, T. (1983) Field and laboratory investigations of the tsunami caused by 1983 Nihonkai chubu earthquake., Technical note, PARI, Japan, No. 470, pp. 299.
- Tanimoto, K., Tsuruya, H. and Nakano, S. (1984) Experimental study of tsunami force and investigation of the cause of sea wall damages during 1983 Nihonkai chubu earthquake., Proc. of 31th Japanese Conf. on Coastal Engrg., JSCE, pp. 257-261.
- Tome, M.F. and McKee, S. (1994) GENSMAC : A computational marker and cell method for free-surface flows in general domains., J. of Comput. Phys., Vol. 110, pp.171-186.
- Xiao, H. and Huang, W. (2008) Numerical modeling of wave runup and forces on an idealized beachfront house., Ocean Engrg., Vol. 35, pp. 106-116.
- Yeh, H. (2006) aximum fluid forces in the tsunami runup zone., J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 132, No. 6, pp. 496-500.
- Yeh, H. (2007) Design tsunami forces for onshore structures., J. of Disaster Research, Vol. 2, No. 6, pp. 1-6.
- Yeh, H. and Robertson, I. (2005) Development of design guideline for tsunami shelters., First International Conference on Urban Disaster Reduction, Kobe, Japan.
- Yeom, G.S., Mizutani, N., shiraishi, K., Usami, A., Miyajima, S. and Tomita, T. (2007) Study on behavior of drifting containers due to tsunami and collision forces., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 54, pp. 851-855.
- Yeom, G.S., Nakamura, T., Usami, A. and Mizutani, N. (2008) Study on estimation of collision force of a drifted container using fluid-structure interaction analysis., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 55, pp. 281-285..

4장 지진 및 지진해일파 작용하의 해안옹벽의 안정성평가

4.1. 서언

최근 칠레, 일본, 아이티, 인도네시아, 중국 등에서와 같이 세계적으로 빈번히 발생하고 있는 지진 및 지진해일에 의해 엄청난 인적·물적피해가 발생하고 있다. 이러한 상황에서 국내에서는 해안옹벽 등의 구조물설계에 대하여 지진력과 지진시의 동수압 등의 고려를 설계기준(항만 및 어항설계기준, 2005)에 명시하고 있지만, 지진해일에 관한 사항은 고려되고 있지 않다. 비록, 우리나라는 지진해일에 의한 피해 사례가 다른 지진다발국가에 비하여 적고, 지진과 지진해일이 동시에 발생할 확률도 그다지 높지 않다. 하지만, 우리나라의 경우도 일본근해에서 발생한 1983년 동해중부지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해일로 인하여 동해안의 임원항에서 3~5m의 지진해일이 내습한 사례가 존재한다(국립방재연구소, 1998). 일반적으로 정적인 상태에서 해안옹벽은 지하수위가 존재하지 않으며, 안정성을 저하시키는 성분으로 내측방향에서 작용하는 수평토압과 외측방향의 정수압만이 작용한다. 하지만, 지진이 발생하게 되면 지진에 의하여 옹벽에는 다음과 같은 추가적인 힘들이 발생하게 된다. ①지진에 의한 지진수평토압과 ②지진동에 의한 동수압이 내측방향에서 작용하며, ③지진과 함께 발생하는 지진해일파가 외측방향에서 작용하게 된다. 하지만, 기존연구들은 전술한 힘들을 동시에 고려하기 보다는 각각의 힘들에 대하여 해안 옹벽의 안정성을 검토한 것이 대부분이다. 지진에 의한 지진토압에 관해서는 유사정적지진가속도(pseudo-static seismic accelerations)를 고려하는 Okabe(1924)와 Mononobe and Matsuo(1929)의 연구(흔히 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)으로 알려져 있음)가 수행되어 있으며, 해안옹벽의 설계에 대하여 지진수평토압과 지진동으로 인한 동수압을 고려한 연구로는 Chakrabarti et al.(1978), Ebeling and Morrison(1992), Nozu et al.(2004), Kim et al.(2005)이 있다. 또한, 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 연구로는 Yeh.H(2006), CRATER(2006), Asakura et al.(2000)이 있으며 지진해일파력을 산정할 수 있는 식을 제안하였다. 이상의 연구들은 지진 혹은 지진해일만이 작용하는 해안옹벽의 안정성을 평가하고 있다. 하지만, Choudhury et al.(2007)은 전술한 각각의 힘들을 한계평형상태해석법을 적용하여 지진과 지진해일파의 동시 작용하의 활동 및 전도에 대한 해안옹벽의 안정성에 대한 연구를 수행하였다. Choudhury et al.(2007)에서는 지진해일파력에 대하여 기존의 제안식(Yeh. H, 2006 ; CRATER, 2006)을 적용하여 산정하였고, 해안옹벽의 수동적인 상황만을 고려하였다. 따라서 본 연구에서는 해안옹벽에 작용하는 지진과 지

진해일파의 영향에 대하여 기존의 연구결과(Choudhury et al., 2007)를 바탕으로, 활동 및 전도에 대한 해안옹벽의 안정성평가를 한계평형상태해석법을 적용하여 실시하였다. 안정성평가는 지진과 지진해일파의 작용하 해안옹벽의 운동방향에 따른 수동적인 상황에 대한 안정성평가 및 주동적인 상황하의 해안옹벽의 안정성에 대하여도 수행하였다. 또한, 해안옹벽에 작용하는 힘들로 지진토압, 지진관성력, 동수압, 정수압, 지진해일파력 등을 고려한다. 본 연구에서는 해안옹벽에 작용하는 지진토압 및 지진토압계수의 산정은 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)을 적용하고, 지진관성력은 지진가속도계수를 고려하여 산정하였으며, 지진에 의한 동수압에 대해서는 Westergaard의 제안식(1933)을 적용하였다. 또한, 지진해일파력에 대하여 기존의 연구에서 적용한 제안식(Yeh. H, 2006 ; CRATER, 2006)을 적용한 해안옹벽의 안정성과 본 연구에서의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 추정된 지진해일파력을 적용한 해안옹벽의 안정성을 비교분석하였다. 또한, 보다 다양한 조건하에서 옹벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고(h_t), 수직지진가속도계수(k_v), 내부마찰각(ϕ), 벽마찰각(δ), 간극수압비(r_u) 등을 변화하였으며, 해안옹벽의 안정성에 대하여 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 다음의 사진은 2004년에 발생한 인도양지진해일로 발생한 피해사례이다.



Photo 4.1 The photograph shows the damaged pier at Maafushi.

4.2. 수치해석의 개요

4.2.1 기초방정식

서로 혼합되지 않는 혼상(multi-phase)의 점성 및 비압축성 유체를 고려하면 각각의 유체는 서로 다른 상의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서로 혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해서 단일유체모델(one-filed model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다. 본 연구에서는 해석영역내에 액체와 기체를 고려하는 혼상류를 대상으로 한다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 식(4.1) 및 식(4.2)~(4.4)와 같이 단일의 연속방정식 (4.1)과 각 방향의 Navier-Stokes 운동방정식 (4.2)~(4.4)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^* \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{xx} + 2\hat{v}D_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{xy} + 2\hat{v}D_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{xz} + 2\hat{v}D_{xz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\ & - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial x} \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{yx} + 2\hat{v}D_{yx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{yy} + 2\hat{v}D_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{yz} + 2\hat{v}D_{yz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} \\ & - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y} \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} \\ & + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{zx} + 2\hat{v}D_{zx}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{zy} + 2\hat{v}D_{zy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{zz} + 2\hat{v}D_{zz}) \\ & + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases} \quad (4.5)$$

여기서, t 는 시간, u, v, w 는 x, y, z 방향에 대한 각 유속성분, p 는 압력, g 는 중력가속도, τ_{ij} 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력, D_{ij} 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분, F_s 는 표면장력에 의한 체적력, λ 는 부가 감쇠영역에서의 감쇠계수, ρ 는 밀도, ν 는 동점성계수를 각각 나타낸다. q^* 는 조파소스의 유량밀도로, 조파소스가 위치하는 $x=x_s$ 이외의 영역에서는 0으로 주어진다. δ_x 는 $x=x_s$ 를 포함하는 x 방향의 격자폭이다. 또한, 위의 식에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (4.2)~(4.4)에 의해 표현된다. 이와 같은 단일유체모델은 계산격자내에 다상유체의 균질혼합을 가정한 혼합유체모델과 대조적인 것으로, 경계면을 통한 각 상 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 장점이 있다(Akiyama and Aritomi, 2002). 또한, 경계면에서 혼상유체의 거동을 밀도와 점성에 대하여 가중평균을 이용한 단일의 운동방정식을 적용함으로써 혼상류해석에서는 복잡한 자유수면경계조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단 상으로의 월류 및 월파와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있고, 자유수면의 처리에 대한 수치프로그램을 보다 간략하게 구성할 수 있다는 큰 장점을 지닌다.



4.2.2 LES에 의한 난류응력의 해석

SGS에서 와에 의한 에너지소산을 고려하기 위해 Smagorinsky model(Smagorinsky, 1963)을 적용하였다. Smagorinsky model은 필터폭을 대표길이로 하는 와점성모델이며, LES와 동일시될 정도로 대표적인 모델이다. Smagorinsky model에서는 난류응력 τ_{ij} 를 와점성근사를 도입하여 다음의 식으로 나타낸다.

$$\tau_{ij} = -2\nu_e D_{ij} \quad (4.6)$$

여기서, ν_e 는 와동점성계수로 다음의 식(4.7)에 나타내는 바와 같이 특성길이(필터폭) Δ 와 변위-응력텐서 D_{ij} 의 강도에 비례한다.

$$\nu_e = (C_s \Delta)^2 |D_{ij}| \quad (4.7)$$

여기서, C_s 는 Smagorinsky의 상수로 본 연구에서는 $C_s=0.173$ 을 적용하였다. 또한, SGS의 특성길이 Δ 와 변위-응력텐서 D_{ij} 의 강도는 다음과 같이 결정된다.

$$\Delta = \sqrt[3]{\Delta_x \Delta_y \Delta_z} \quad (4.8)$$

$$|D_{ij}| = 2(D_{xx}^2 + D_{yy}^2 + D_{zz}^2) + 4(D_{xy}^2 + D_{yz}^2 + D_{zx}^2) \quad (4.9)$$

4.2.3 각 상에서 경계면의 추적

본 연구에서는 2상의 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 적용한다. Hirt and Nichols(1981)에 의해 제안된 VOF법 이후로 GENSMAC(Tome and McKee, 1994), TUMMAC(Miyata and Nishimura, 1985), FCT-VOF(Rudman, 1997) 및 MARS(Kunugi, 2000)을 포함한 많은 수정 및 확장된 경계면의 추적법이 접면의 재구축으로 인한 오차를 줄이기 위하여 대체스킴으로 제안되어 왔다. 그러나 이러한 방법은 수치모델 자체가 가지고 있는 복잡한 알고리즘 때문에 부가적인 계산시간이 요구되며 특히 3차원수치해석의 경우에는 수치모델의 적용성이 분명하지 않을 뿐만 아니라 상당한 부가적인 계산시간이 요구된다. 비록 Hirt and Nichols(1981)의 VOF법이 경계면의 재구축에 SLIC(Simplified Line Interface Calculation)을 사용하지만 그의 적용에 대해서는 많은 연구자들에 의해 검증되어 왔다. 이와 같은 배경에 기초하여 본 연구는 상당한 계산시간을 요구하는 3차원수치해석이므로 기존의 VOF법을 적용하는 것으로 하였다.

VOF법은 0(기체의 경우)에서 1(액체의 경우)까지의 범위를 갖는 컬러함수(color function)인 VOF함수 F 에 기초를 두고 있다. VOF함수를 사용하면 $0 < F < 1$ 을 갖는 각 계산셀에서 혼합되지 않는 두 유체간의 경계면이 결정된다. 또한, 경계면이 위치하는 계산셀에서 2상의 유체밀도 $\hat{\rho}$ 와 동점성계수 $\hat{\nu}$ 는 각각 다음과 같이 주어지는 VOF함수에 의해 평가된다.

$$\hat{\rho}_{ijk} = F_{ijk} < \rho_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \rho_a >_{ijk} \quad (4.10)$$

$$\hat{\nu}_{ijk} = F_{ijk} < \nu_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \nu_a >_{ijk} \quad (4.11)$$

여기서, 첨자 w 및 a 는 액체와 기체의 물리량을 각각 나타낸다. 한편, VOF함수의 이류는 다음과 같이 각 셀에서 액체의 보존을 고려함으로써 얻어진다.

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial(uF)}{\partial x} + \frac{\partial(vF)}{\partial y} + \frac{\partial(wF)}{\partial z} = q^* \quad (4.12)$$

경계면의 위치는 각각의 경계면셀에서 VOF함수의 기울기 ∇F 에 의해 결정된다.

4.2.4 SMAC법에 의한 이산화

본 연구에서 기초방정식 (4.1)~(4.4) 및 VOF함수의 이류방정식 (4.12)는 직교교호격자를 적용한 유한 차분법에 의해 이산화된다. 이산화방정식은 Amsden and Harlow(1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계산된다. SMAC법에서 운동량방정식의 모든 항은 $n + 1$ 의 시간스텝에서 임시유속 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 에 대해 첫 번째 스텝에서 다음의 식과 같이 양적으로 계산된다.

$$\frac{\tilde{u} - u^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (4.13)$$

$$\frac{\tilde{v} - v^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (4.14)$$

$$\frac{\tilde{w} - w^n}{\Delta t} = \left[- \left(u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (4.15)$$

여기서, VIS 는 점성항, SOR 은 소스항, EXT 는 부가감쇠영역에서의 감쇠항이나 표면장력에 의한 체적력 등을 나타낸다. 두 번째 스텝에서는 연속방정식이 만족되도록 식(4.13)~(4.15)의 임시유속장에 대한 Poisson 방정식을 음적으로 해석한다. 즉, 임시유속장은 다음의 시간스텝에서 압력을 사용하여 다음과 같이 개선된다.



$$u^{n+1} = \tilde{u} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial x} \quad (4.16)$$

$$v^{n+1} = \tilde{v} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial y} \quad (4.17)$$

$$w^{n+1} = \tilde{w} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial z} \quad (4.18)$$

여기서, $(\delta p)^{n+1} = p^{n+1} - p^n$ 이다. 계산된 임시유속장 $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 가 연속방정식을 만족함으로써 다음의 식과 같은 압력보정에 대한 Poisson방정식을 얻는다. 식(4.19)로부터 압력보정 δp 에 관한 연립1차방정식을 구성하여 Bi-CGSTAB으로부터 δp 를 산정한다.

$$\frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2(\delta p)^{n+1}}{\partial z^2} = - \frac{1}{\Delta t} \left(\frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{v}}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{w}}{\partial z} \right) \quad (4.19)$$

이상의 기초방정식을 교호격자를 이용한 유한차분법에 의해 해석하였다. 경계조건으로는 전술한 바와 같이 서로 혼합되지 않는 혼상류의 유체운동을 고려하고 있으므로 액체만을 고려하는 단상류의 경

우와 달리 자유수면의 경계조건이 불필요하고, 계산영역의 최상단에서는 압력의 일정조건을, 수로 바닥과 측면경계를 처리하기 위하여 불투과조건과 slip조건을 각각 적용하였다.

4.2.5 고립파의 수치조파

고립파와 구조물과의 연성해석을 위해 2차원수치파동수로(Hinatsu, 1992; 김도삼 등, 2001)를 3차원으로 확장한 3차원수치파동수로(이광호 등, 2008)를 고려한다. 해석영역내에서는 수치적으로 고립파를 발생시키기 위한 조파소스(Brorsen & Larsen, 1987; 이광호 등, 2008) 및 무반사조파시스템을 위한 감쇠역이 고려된다. 조파소스에 의한 조파방법을 제안한 Brorsen and Larsen (1987)은 조파소스를 사용하여 조파시킬 때 해석영역의 양방향(x 의 (+)방향과 x 의 (-)방향)으로 파랑이 전달되기 때문에 식(4.20)과 같은 조파소스강도 q 를 제안하고 있다.

$$q = 2U_0 \quad (4.20)$$

여기서, U_0 는 발생파의 수평유속성분을, 계수 2는 조파소스에 의한 파의 발생시 해석영역의 양방향으로 파진행을 각각 나타낸다. 본 연구에서는 조파소스강도 q 로서 식(4.21)과 같이 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고립파의 3차근사인 수평방향유속 U_0 를 적용한다(Fenton, 1972).

$$U_0 = \sqrt{gh}[E_s S^2 - E_s^2 C_a - E_s^3 \{C_b + C_c\}] \quad (4.21)$$

여기서,

$$\begin{aligned} C_a &= -\frac{1}{4}S^2 + S^4 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(\frac{3}{2}S^2 - \frac{9}{4}S^4\right) \\ C_b &= \frac{19}{40}S^2 + \frac{1}{5}S^4 - \frac{6}{5}S^6 + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^2 \left(-\frac{3}{2}S^2 - \frac{15}{4}S^4 + \frac{15}{2}S^6\right) \\ C_c &= \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^4 \left(-\frac{3}{8}S^2 + \frac{45}{16}S^4 - \frac{45}{16}S^6\right) \end{aligned} \quad (4.22)$$

\bar{z} 는 물입자의 평균위치를 나타내며 E_s 와 S 는 다음의 식(4.23), 식(4.24)와 같이 각각 정의된다.

$$E_s = H_i/h \quad (4.23)$$

$$S = \text{sech } \alpha \hat{x} \quad (4.24)$$

그리고, 식(4.24)에서 α 와 \hat{x} 는 식(4.25)과 식(4.26)으로 각각 주어지며, 식(4.26)의 C 는 3차근사에서 고립파의 파속으로 식(4.27)로 표현된다.

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4}E_s \left\{ 1 - \frac{5}{8}E_s + \frac{71}{128}E_s^2 \right\}} \quad (4.25)$$

$$\hat{x} = \frac{x_s - Ct}{h} \quad (4.26)$$

$$C = \sqrt{gh} \left[1 + \frac{1}{2}E_s - \frac{3}{20}E_s^2 + \frac{3}{56}E_s^3 \right] \quad (4.27)$$

Ohyama and Nadaoka(1991)는 수치파동수로내에 구조물이 설치된 경우 조파소스의 위치에서 반사파의 영향을 고려하여 조파소스지점에서 연속적분치가 반사파가 없는 경우와 분포형상이 상사되도록 식(4.28)을 고려하였다.

$$q = 2U_0 \frac{\eta_0 + h}{\eta_s + h} \quad (4.28)$$

여기서, η_s 와 η_0 는 각각 조파소스의 위치에서 수위변동과 조파소스에 의해 기대되는 수위변동이다. 본 연구에서 조파소스에 의해 기대되는 수위변동 η_0 는 다음의 식과 같은 고립파의 3차근사식을 적용하여 산정된다(Fenton, 1972).

$$\eta_0 = h \left[1 + E_s S^2 \hat{t} + E_s^3 \left(\frac{5}{8} S^2 \hat{t}^2 - \frac{101}{80} S^4 \hat{t}^2 \right) \right] \quad (4.29)$$

여기서, \hat{t} 는 다음의 식(4.30)과 같이 주어진다.

$$\hat{t} = \tanh \alpha \frac{x_s - Ct}{h} \quad (4.30)$$

4.3 안정성평가방법

본 연구에서는 다음의 Fig. 4.1 및 4.2와 같은 폭 b , 높이 H 인 해안옹벽에 대하여 안정성평가를 실시한다. 해안옹벽의 한쪽 편(Fig. 4.1의 옹벽을 기준으로 오른편)은 지하수위(h_{wd})가 존재하는 뒷채움재가 옹벽의 높이만큼 수평으로 채워져 있으며, 편의상 내측방향으로 정의한다. 또한, 옹벽의 다른 한쪽 편

(Fig. 4.1의 옹벽을 기준으로 왼편)은 옹벽전면에 수위(h_{wu})가 존재하며, 외측방향으로 정의한다. 여기서, 해안옹벽에 대하여 옹벽의 벽체 및 지반은 불투과성으로 가정하며, 지진해일과는 옹벽을 월류하여 내측 방향으로 작용하지 않는 것으로 한다. 다음의 Fig. 4.1과 4.2에 지진과 지진해일의 동시 작용조건하에 해안옹벽에 작용하는 각각의 힘들을 나타낸 것으로, Fig. 4.1은 지진 및 지진해일 작용하 해안옹벽의 수동적인 상황(옹벽의 운동방향이 내측방향인 상황)이고, Fig. 4.2는 주동적인 상황(옹벽의 운동방향이 외측방향인 상황)의 자유물체도이다. 여기서, 벽체에 작용하는 힘으로는 지진에 의한 수동 및 주동토압(P_{pe} , P_{ae}), 지진관성력($k_h W_w$, $k_v W_w$), 동수압(P_{dyn}), 정수압(P_{stu} , P_{std})과 지진해일파력(P_t)이 존재하며, 각각의 작용력에 관한 상세한 내용은 후술한다.

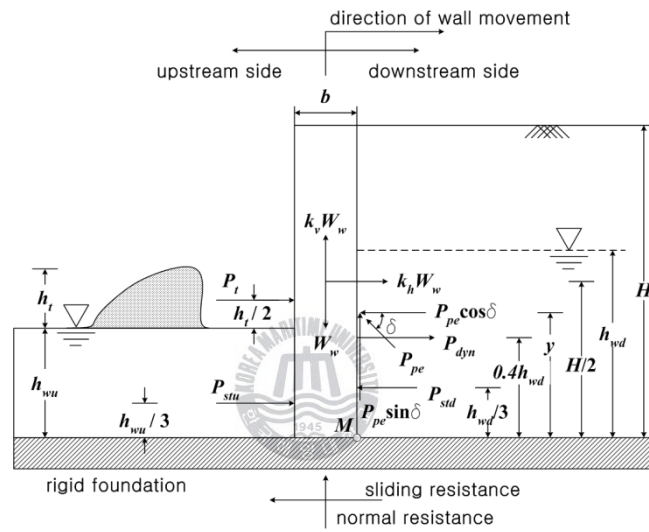


Fig. 4.1. Waterfront retaining wall subjected to different forces for the passive case.

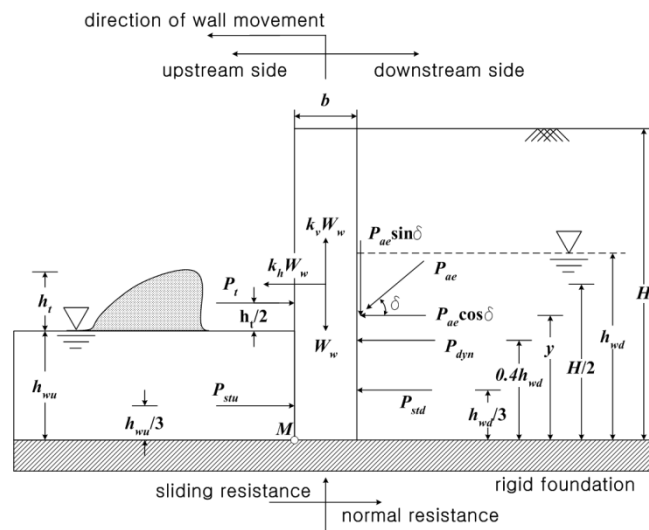


Fig. 4.2. Waterfront retaining wall subjected to different forces for the active case.

4.3.1 지진에 의한 토압(P_{ae} , P_{pe})

옹벽에 작용하는 지진수동토압 및 지진주동토압은 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)을 적용하였으며, 뒷채움재에 존재하는 지하수위와 과잉간극수압 등을 고려하여 다음과 같은 수정된 식을 사용하였다. 식(4.31)은 옹벽에 작용하는 지진수동토압, 식(4.32)는 옹벽에 작용하는 지진주동토압의 산정식이다. 또한, 지진수동 및 주동토압이 작용하는 지점은 옹벽의 바닥으로부터 $0.5H$ 를 적용하였다(Ebeling and Morison, 1992; Kramer, 1996).

$$P_{pe} = \frac{1}{2} K_{pe} H^2 \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u) \quad (4.31)$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} H^2 \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u) \quad (4.32)$$

여기서, r_u 는 과잉간극수압과 초기유효구속압의 비로 나타내는 간극수압비이며, θ 는 옹벽의 기울기, β 는 뒷채움재의 기울기, ϕ 는 내부마찰각, δ 는 벽마찰각이며, ψ 는 지진관성각(seismic inertia angle), $\bar{\gamma}$ 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 흙의 등가단위중량(equivalent specific weight), K_{pe} , K_{ae} 는 지진수동토압계수와 지진주동토압계수로서 각각 다음의 식과 같이 주어진다.

$$r_u = \frac{u_{excess}}{\sigma_o} \quad (4.33)$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{\gamma_{sat} k_h}{\bar{\gamma} (1 - k_v)} \quad (4.34)$$

$$\bar{\gamma} = \left(\frac{h}{H} \right)^2 \gamma_{sat} + \left(1 - \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right) \gamma_d \quad (4.35)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4.36)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4.37)$$

또한, 다음의 Fig. 4.3과 4.4는 식(4.36)와 (4.37)에서 $\theta = 0^\circ$, $\beta = 0$ 인 경우의 지진수동토압계수(K_{pe})와 지진주동토압계수(K_{ae})의 분포를 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면, Fig. 4.3의 지진수동토압계수의 경우에 k_v 값이 증가에 따라 K_{pe} 값이 감소하고 있으며, Fig. 4.4의 지진주동토압계수의 경우에는 k_v 값이 증가에

따라 K_{pe} 값 역시 증가하고 있다.

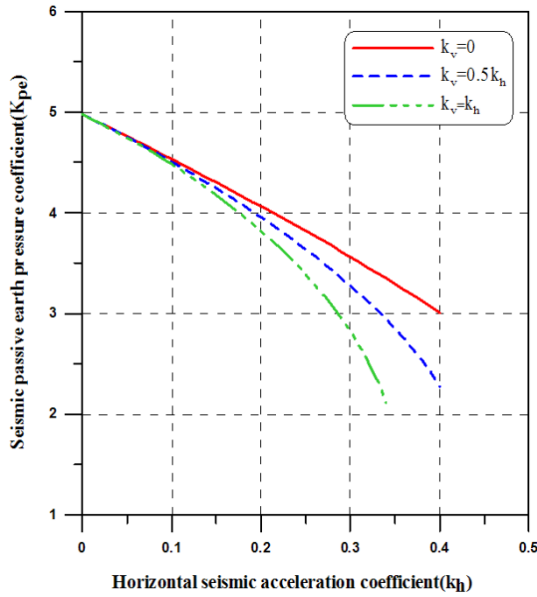


Fig. 4.3. Seismic passive earth pressure coefficient.

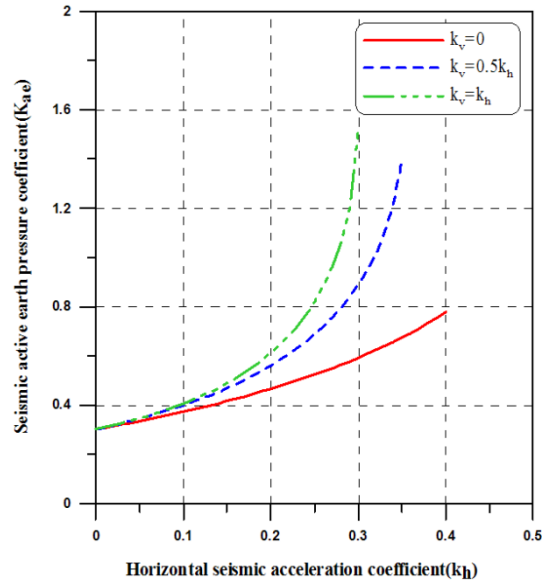


Fig. 4.4. Seismic active earth pressure coefficient.

4.3.2 용벽의 지진관성력($k_h W_w$, $k_v W_w$)

지진이 발생하면, 수직과 수평방향으로 용벽에 관성력이 발생하게 되며, 이 힘들을 $k_v W_w$ 와 $k_h W_w$ 로 표현한다. 여기서, k_v 와 k_h 는 수직과 수평방향의 지진가속도계수이고, 각 가속도계수의 방향에 따라 총 4가지 경우가 발생할 수 있다. 하지만, 수동적인 상황과 주동적인 상황에서 설계를 위한 임계조합을 적용하면, Fig. 4.1의 수동적인 상황과 Fig. 4.2와 같은 주동적인 상황으로 나타낼 수 있다. 또한, 지진관성력의 작용점은 용벽의 바닥으로부터 $0.5H$ 인 지점이다.

4.3.3 동수압(P_{dyn})

용벽에 작용하는 동수압은 다음의 식(4.38)에 나타내는 Westergaard의 방법(Westergaard, 1933 ; Kramer, 1996)을 적용하였다. 동수압은 지진에 의해 지하수위가 존재하는 뒷채움재의 내부에서 수중흙입자의 진동으로 발생하며, 용벽의 내측방향에서 바닥으로부터 $0.4h_{wd}$ 인 지점에 작용한다(Ebeling and Morison, 1992).

$$P_{dyn} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w (h_{wd})^2 \quad (4.38)$$

4.3.4 정수압(P_{stu} , P_{std})

옹벽에 작용하는 정수압은 외 · 내측방향 모두에서 작용하고 있으며, 외측방향에 작용하는 정수압의 산정식은 다음과 같다.

$$P_{stu} = \frac{1}{2} \gamma_w h_{wu}^2 \quad (4.39)$$

또한, 내측방향의 정수압에 대한 산정식은 다음과 같다.

$$P_{std} = \frac{1}{2} \gamma_{we} h_{wd}^2 \quad (4.40)$$

여기서, γ_{we} 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 물의 등가단위중량(equivalent specific weight)으로, 다음의 식 (4.40)과 같이 주어진다(Ebling and Morison, 1992). 또한, 두 힘의 작용하는 작용점은 옹벽의 바닥으로부터 각각 $h_{wu}/3$, $h_{wd}/3$ 인 지점이다.

$$\gamma_{we} = \gamma_w + (\bar{\gamma} - \gamma_w) r_u \quad (4.41)$$

4.3.5 지진해일파력(P_t)

본 연구에서는 지진해일파력의 산정에 대하여 두 가지 방법을 적용하여 비교분석하였다. 첫 번째 방법은 Choudhury et al.(2007)이 적용한 Yeh. H(2006), CRATER(2006) 등의 제안식을 이용하여 지진해일파력을 산정하는 것이며, 두 번째 방법은 3차원혼상류를 적용하여 해안옹벽에 작용하는 지진해일파력을 수치해석을 통하여 산정하는 방법이다. 다음의 식(4.42)는 지진해일파력의 산정에 관하여 Yeh. H(2006), CRATER(2006) 등이 제안한 식이다.

$$P_t = 4.5 \gamma_w (h_t)^2 \quad (4.42)$$

여기서, h_t 는 지진해일파고이며, 지진해일파가 작용하는 지점은 $h_t/2$ 인 지점이다.

4.3.6 지진해일파력에 관한 수치해석조건 및 결과

본 연구에서 지진해일파력의 산정에 적용한 3차원수치파동수로는 다음의 Fig. 4.5와 같으며, Table 4.1

과 같은 조건을 적용하기 위하여 옹벽의 폭(b)과 높이(H)는 각각 3cm, 15cm로, 옹벽전면수심(h_{wu})을 6cm로 설정하였다. 여기서, 옹벽전면에서 지진해일파고(h_t)는 Table 4.1의 h_t/h_{wu} 값을 만족하도록 입사파고를 조절하였으며, 다음의 Fig. 4.6은 수치해석에 측정된 옹벽전면에서의 처오름고와 지진해일파력을 나타낸다.

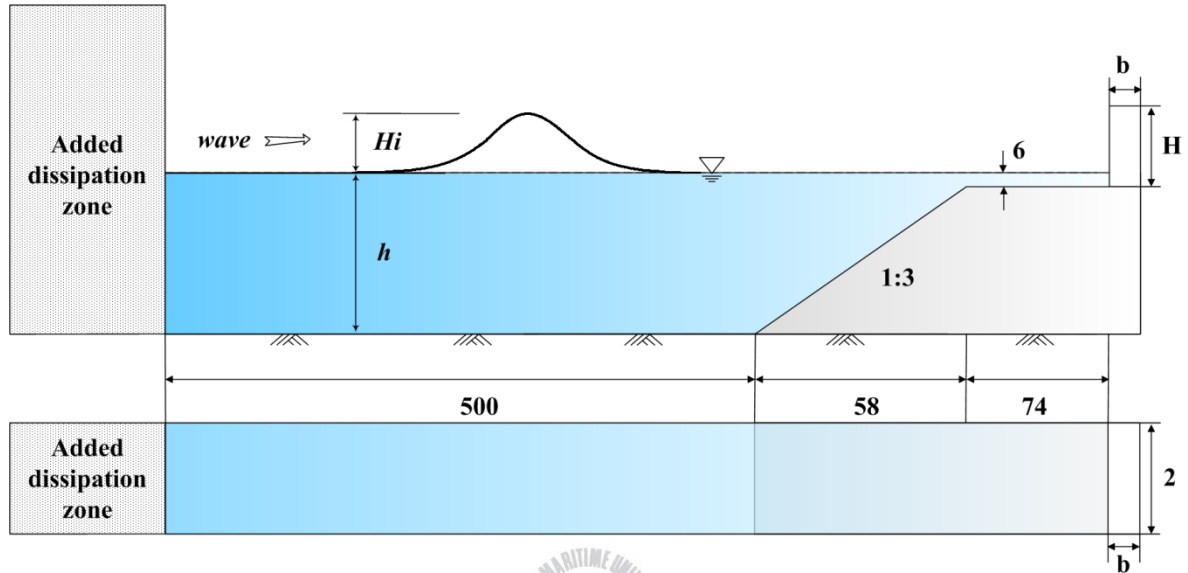
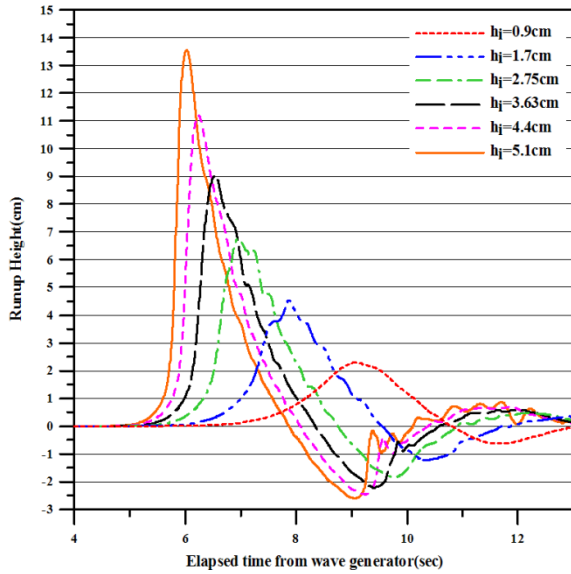


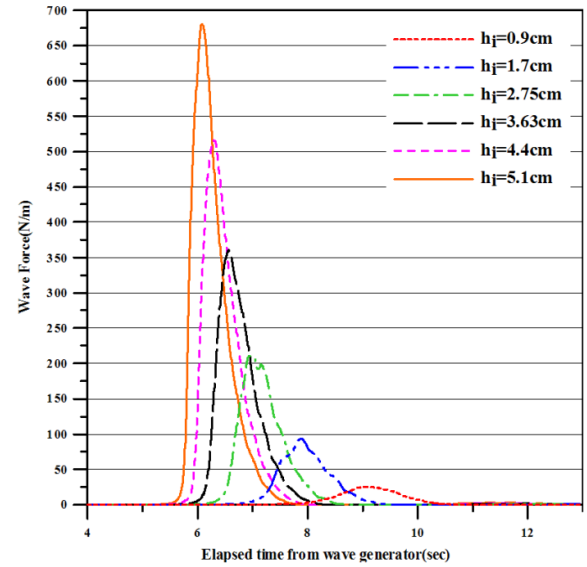
Fig. 4.5. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.

Table 4.1. Values/range of different parameters in present study.

Parameter	Value / range
b/H	0.2
h_t/h_{wu}	0, 0.375, 0.750, 1.125, 1.5
$\phi(^{\circ})$	25, 30, 35, 40
$\delta(^{\circ})$	$-\phi/2, 0, \phi/2$
k_h	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4
k_v	0, $k_h/2$, k_h
r_u	0, 0.2, 0.4
$\gamma_c, \gamma_{sat}, \gamma_d, \gamma_w(\text{kN/m}^3)$	25, 19, 16, 10



(a) runup heights in front of retaining wall.



(b) tsunami force acting on retaining wall.

Fig. 4.6. Time variations of runup heights and tsunami forces.

다음의 Table 4.2는 입사파고(h_i), 옹벽전면에서의 지진해일파고(h_t), 수치해석에서 측정된 지진해일파력(P_{num}) 및 제안식에 의한 지진해일파력(P_{prop})을 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면, 전체적으로 큰 차이는 보이지 않으며, h_t/h_{wu} 의 값이 0~0.75까지는 수치해석이 제안식에 비하여 크게 나타났으며, h_t/h_{wu} 의 값이 1.125~2.250까지는 제안식에 의한 지진해일파력이 크게 나타났다. 지진해일파고가 증가할수록 두 결과간에 차이도 증가하는 것으로 나타났다.

Table 4.2. Results of numerical analysis about wave height and wave force.

h_t/h_{wu}	h_i (cm)	h_t (cm)	h_R (cm)	P_{num} (N/m)	P_{prop} (N/m)
0.000	0	0	0	0	0
0.375	0.9	2.25	2.28	25.33	23.39
0.750	1.7	4.5	4.53	93.45	92.34
1.125	2.75	6.75	6.74	211.59	204.42
1.500	3.63	9	9.02	360.4	366.12
1.875	4.4	11.25	11.19	515.25	563.47
2.250	5.1	13.5	13.54	681.05	824.99

P_{num} : 수치해석에 의해 계산된 지진해일파력

P_{prop} : Yeh. H(2006), CRATER(2006) 등이 제안한 식에 의한 지진해일파력

4.4 해안옹벽의 안정성

본 연구에서는 전술한 각 힘들의 작용하에 해안옹벽의 활동과 전도에 대한 안정성을 한계평형상태 해석법으로부터 평가한다.

4.4.1 활동에 대한 안정성평가

(1) 수동적인 상황

Fig. 4.1과 같은 수동적인 상황에서의 옹벽에 대한 총 저항력(F_r), 활동력(F_d) 및 활동에 대한 안전율(FS_s)을 나타내면 다음의 식과 같다.

$$F_r = \mu(W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{std} + P_{pe} \cos \delta \quad (4.43)$$

$$F_d = P_{stu} + P_t + k_h W_w + P_{dyn} \quad (4.44)$$

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu(W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{std} + P_{pe} \cos \delta}{P_{stu} + P_t + k_h W_w + P_{dyn}} \quad (4.45)$$

여기서, μ 는 바닥마찰, $W_w (= bH\gamma_c)$ 는 옹벽의 자중이다. 식(4.31)~(4.42)을 각각 식(4.43), (4.44)에 대입하여 옹벽의 높이(H)로 무차원하여 정리하면 다음의 식(4.46)과 같다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu \left[\left(\frac{b}{H} \right) \gamma_c (1 - k_v) - K_p \sin \delta \right] + \frac{1}{2} \gamma_{we} \left(\frac{h_{wd}}{H} \right)^2 + K_p \cos \delta}{\frac{P_t}{H^2} + \frac{1}{2} \gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H} \right)^2 + k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{7}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H} \right)^2} \quad (4.46)$$

여기서, $K_p = 0.5K_{pe} \bar{\gamma}(1 - k_v)(1 - r_u)$ 이다.

(2) 주동적인 상황

Fig. 4.2와 같은 주동적인 상황에서의 옹벽에 대한 총 저항력(F_r), 활동력(F_d) 및 활동에 대한 안전율(FS_s)을 나타내면 다음의 식과 같다.

$$F_r = P_t + P_{stu} + \mu[W_w - k_v W_w + P_{ae} \sin \delta] \quad (4.47)$$

$$F_d = P_{std} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos \delta \quad (4.48)$$

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{P_t + P_{stu} + \mu[W_w - k_v W_w + P_{ae} \sin \delta]}{P_{std} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos \delta} \quad (4.49)$$

여기서, μ 는 바닥마찰, $W_w (= bH\gamma_c)$ 는 옹벽의 자중이다. 식(4.31)~(4.42)를 각각 식(4.47), (4.48)에 대입하여 옹벽의 높이(H)로 무차원하여 정리하면 다음의 식(4.50)과 같다.

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\frac{P_t}{H^2} + \frac{1}{2}\gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^2 + \mu \left[(1 - k_v) \frac{b}{H} \gamma_c + K_a \sin \delta \right]}{\frac{1}{2}\gamma_{we} \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^2 + \frac{7}{12}k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^2 + k_h \frac{b}{H} \gamma_c + K_a \cos \delta} \quad (4.50)$$

여기서, $K_a = 0.5K_{ae} \bar{\gamma}(1 - k_v)(1 - r_u)$ 이다.

4.4.2 전도에 대한 안정성평가

(1) 수동적인 상황

수동적인 상황에서 해안옹벽의 전도에 대한 안정성은 활동에 대한 안정성의 경우와 유사한 방법으로 평가되었으며, Fig. 4.1의 옹벽의 바닥 M 점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하여 다음의 식(4.51)과 같이 나타내었다.

$$FS_o = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{b}{H}\right)^2 \gamma_c (1 - k_v) + \frac{1}{6} \gamma_{we} \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^3 + K_p y \cos \delta}{\frac{P_t}{H^2} \frac{h_{wu}}{H} \left(\frac{h_t}{2h_{wu}} + 1\right) + \frac{1}{6} \gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^3 + \frac{1}{2} k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{2.8}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^3} \quad (4.51)$$

(2) 주동적인 상황

주동적인 상황에서 해안옹벽의 전도에 대한 안정성은 활동에 대한 안정성의 경우와 유사한 방법으로 평가되었으며, Fig. 4.2의 옹벽의 바닥 M 점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하여 다음의 식(4.52)와 같이 나타내었다.

$$FS_o = \frac{\frac{P_t}{H^2} \frac{h_{wu}}{H} \left(\frac{h_t}{2h_{wu}} + 1\right) + \frac{1}{6} \gamma_w \left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^3 + \frac{1}{2} (1 - k_v) \left(\frac{b}{H}\right)^2 \gamma_c + \frac{b}{H} K_a \sin \delta}{\frac{1}{6} \gamma_{we} \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^3 + \frac{2.8}{12} k_h \gamma_w \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^3 + \frac{1}{2} k_h \frac{b}{H} \gamma_c + \frac{1}{2} K_a \cos \delta} \quad (4.52)$$

이상의 식들을 적용하여 수동 및 주동적인 상황에서 해안옹벽의 활동 및 전도에 대한 안정성을 평가한다. 또한, 보다 다양한 조건하에서 옹벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고(h_t), 수직지진가속도계수(k_v), 내부마찰각(ϕ), 벽마찰각(δ), 간극수압비(r_u) 등을 전술한 Table 1과 같이 변화시켜 검토하였다.

4.5 안정성평가결과

4.5.1 수동적인 상황에 대한 안정성평가결과

(1) 지진해일파고(h_t)의 영향

Fig. 4.7은 h_t/h_{wu} 의 차이에 따른 해안옹벽의 안전율의 변화와 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우의 안전율을 나타낸 것이다. Fig. 4.7(a)는 활동에 대한 안전율, Fig. 4.7(b)는 전도에 대한 안전율의 변화를 각각 나타내며, 그림의 가로축은 수평지진가속도계수(k_h)를, 세로축은 각각 활동 및 전도에 대한 안전율이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = \phi/2$, $k_v = k_h/2$, $r_u = 0.2$ 이다. 결과를 살펴보면 h_t/h_{wu} 와 k_h 의 값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안전율이 감소하고 있다. 이는 수동토압작용하에서 지진해일파는 활동력으로 벽체의 안정을 감소시키는 요인이므로 h_t/h_{wu} 의 값이 증가함에 따라(지진해일의 파고가 증가함에 따라) 안전율이 감소하는 것으로 판단된다. 또한, 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우(활동에 대한 안전율 : 52.58, 전도에 대한 안전율 : 145.14)와 비교해도 안전율이 급격히 감소하는 것을 알 수 있다. 또한, 지진해일파력의 산정법에 따른 안전성평가에 관하여 본 연구에서 적용한 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D, 이하에서는 수치해석이라 칭함)과 지진해일파력의 제안식(이하에서는 제안식이라 칭함)간에 유사한 결과가 나타나는 것을 확인하였다.



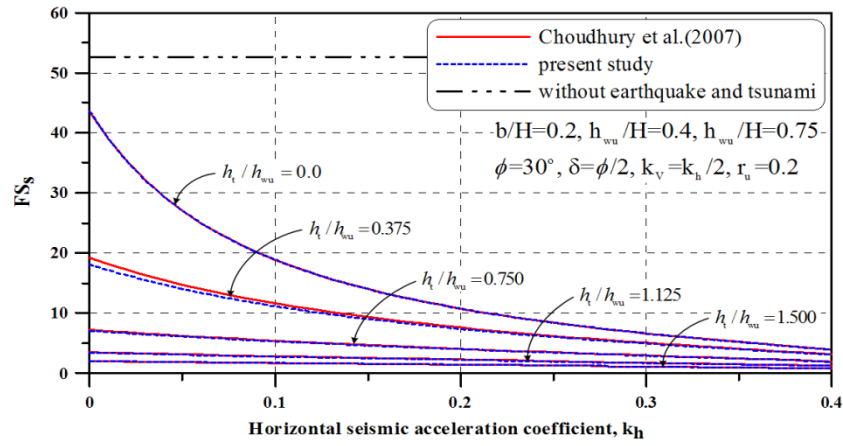
(2) 수직지진가속도계수(k_v)의 영향

Fig. 4.8은 수직지진가속도계수(k_v)의 차이에 따른 안전율변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $h_t/h_{wu} = 1.125$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = \phi/2$, $r_u = 0.2$ 이다. 결과를 살펴보면 k_v 의 값이 증가할수록 활동 및 전도에 대한 안전율이 감소하는 것을 확인할 수 있다. 활동에 대하여 $k_v = 0.2$ 인 경우에 안전율은 k_v 값이 증가함에 따라 27.5% 감소하고 있으며, 전도에 관한 안전율 역시 23.5% 감소하였다. 이러한 결과는 제안식과 수치해석의 두 경우에서 동일하게 나타났으며, 제안식과 수치해석간의 안전율의 차이는 k_h 값이 커짐에 따라 줄어들고 있다. 하지만, 두 결과의 차이가 크지 않고, 변화양상이 유사한 것으로 나타났다.

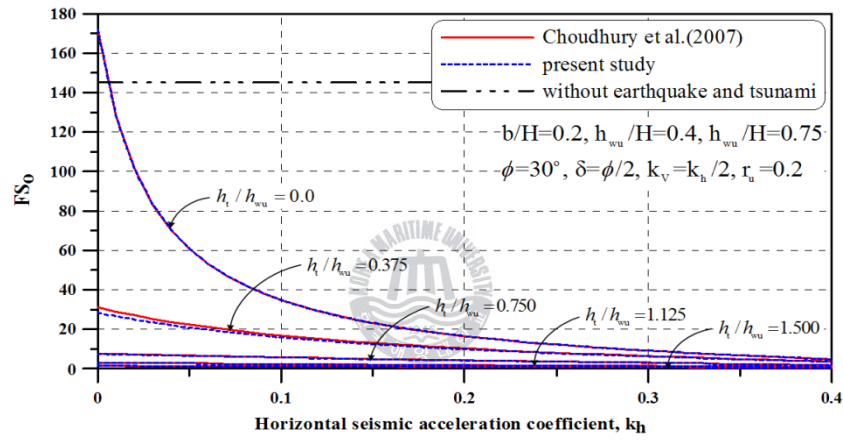
(3) 내부마찰각(ϕ)의 영향

Fig. 4.9는 내부마찰각(ϕ)의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $h_t/h_{wu} = 1.125$, $\delta = \phi/2$, $k_v = k_h/2$, $r_u = 0.2$ 이다. $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면 ϕ 가 25~40°까지 증가함에 따라 활동에 대하여 안전율이 약

2.2~5.5까지 증가하며, 전도에 대한 안전율도 약 1.9~5.6까지 증가하였다.

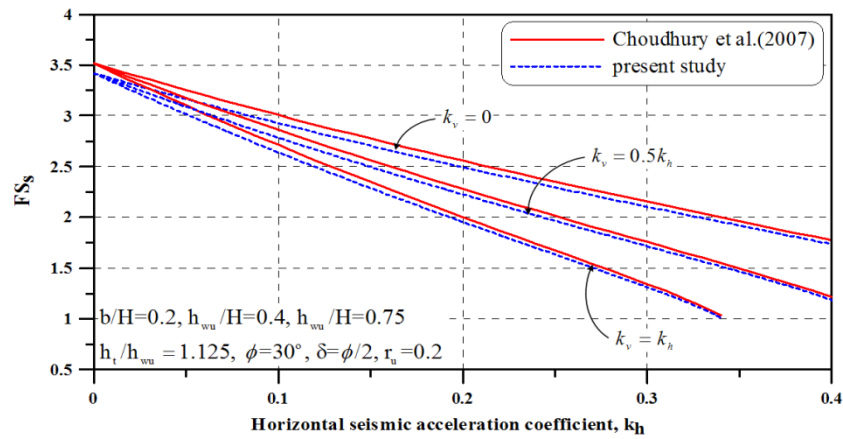


(a) sliding mode

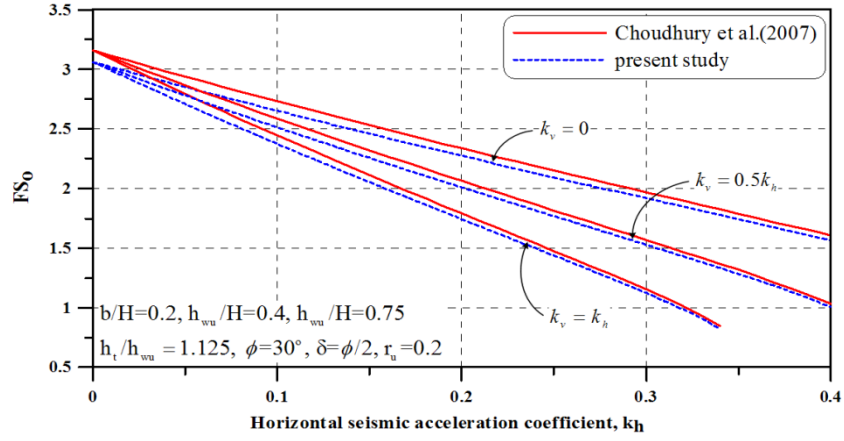


(b) overturning mode

Fig. 4.7. Factor of safety for different h_t/h_{wu} values.

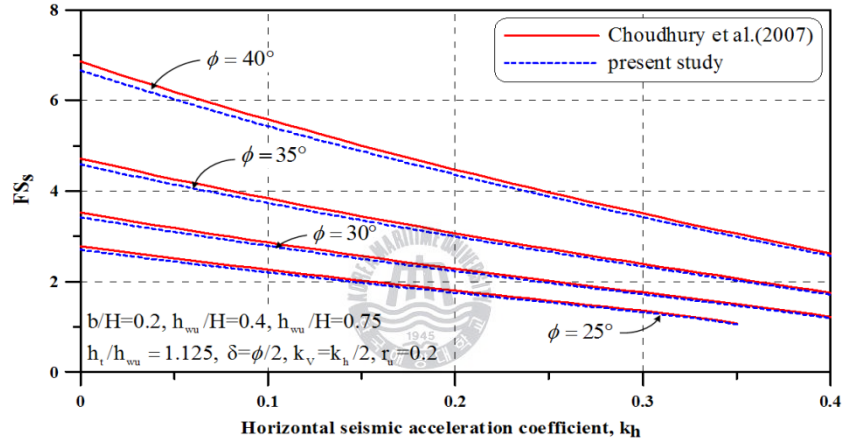


(a) sliding mode

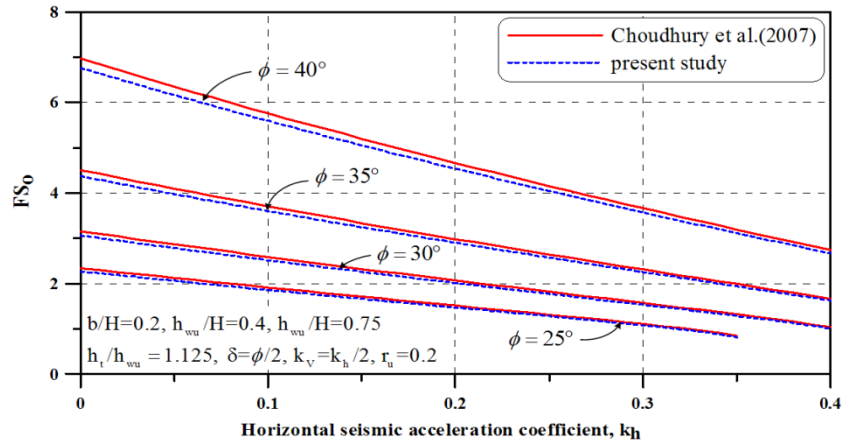


(b) overturning mode

Fig. 4.8. Factor of safety for different k_v values.



(a) sliding mode



(b) overturning mode

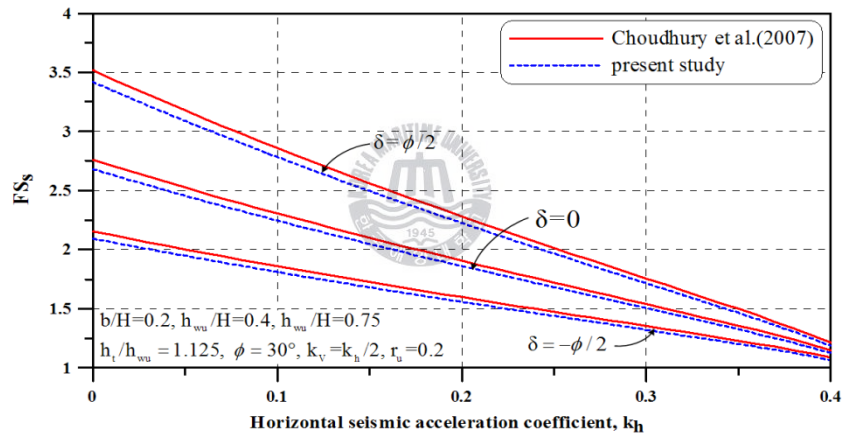
Fig. 4.9. Factor of safety for different ϕ values.

(4) 벽마찰각(δ)의 영향

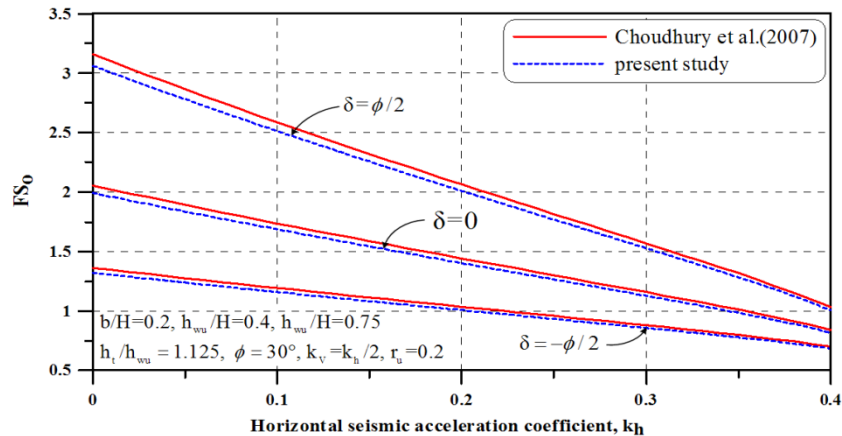
Fig. 4.10은 벽마찰각(δ)의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $h_t/h_{wu} = 1.125$, $\phi = 30^\circ$, $k_v = k_h/2$, $r_u = 0.2$ 이다. $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면 δ 의 값이 증가함에 따라 활동에 대한 안전율은 1.8~2.8로 증가하는 것으로 나타났다. 전도에 대하여 안전율은 약 1.2~2.5로 증가하는 것으로 나타났다.

(5) 간극수압비(r_u)의 영향

Fig. 4.11은 간극수압비(r_u)의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $h_t/h_{wu} = 1.125$, $\phi = 30^\circ$, $k_v = k_h/2$, $\delta = \phi/2$ 이다. $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면 r_u 의 증가에 따라 활동에 대한 안전율은 34% 정도 감소하였으며, 전도에 대한 안전율은 38% 정도로 감소하는 것으로 나타났다.



(a) sliding mode



(b) overturning mode

Fig. 4.10. Factor of safety for different δ values.

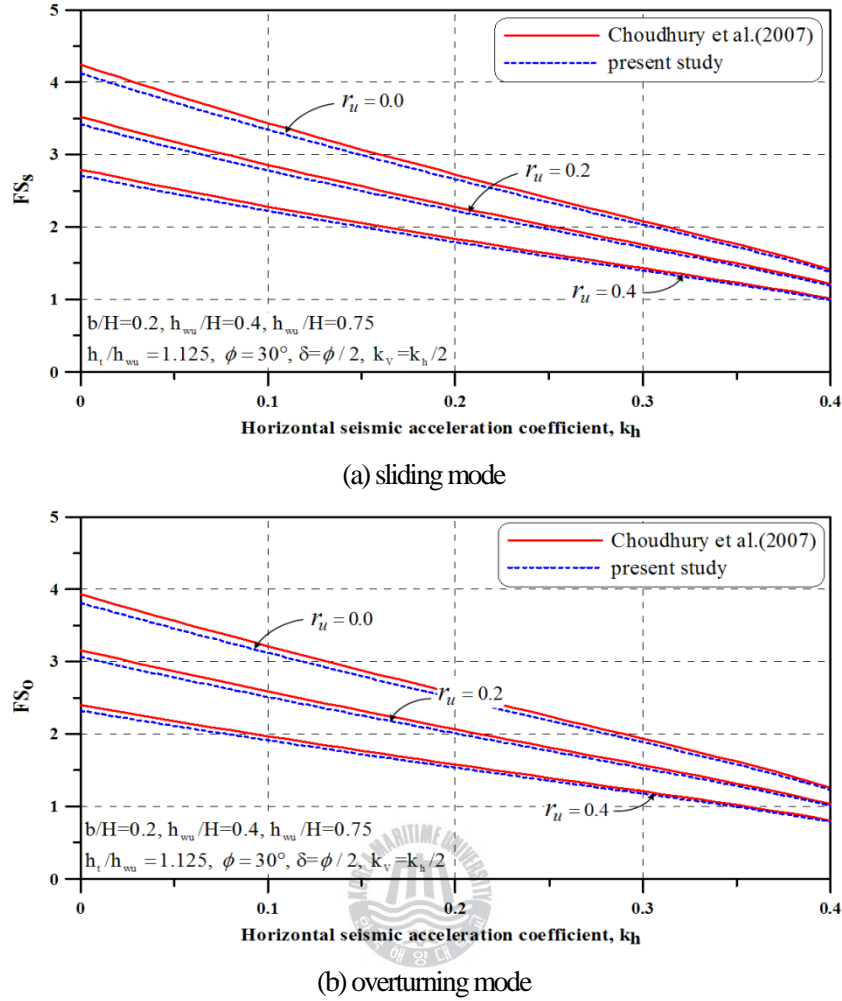


Fig. 4.11. Factor of safety for different r_u values.

4.5.2 주동적인 상황에 대한 안정성평가결과

(1) 지진해일파고(h_t)의 영향

Fig. 4.12는 h_t/h_{wu} 의 차이에 따른 해안옹벽의 안전율의 변화와 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우의 안전율을 나타낸 것이다. Fig. 4.12(a)는 활동에 대한 안전율, Fig. 4.12 (b)는 전도에 대한 안전율의 변화를 각각 나타내며, 그림의 가로축은 수평지진가속도계수(k_h)를, 세로축은 각각 활동 및 전도에 대한 안전율이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = \phi/2$, $k_v = k_h/2$, $r_u = 0.2$ 이다. 결과를 살펴보면 h_t/h_{wu} 의 값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안전율은 증가하고 있으며, k_h 값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안전율은 감소하고 있다. 이는 주동토압 작용하에서 지진해일파는 저항력으로 작용함으로써 h_t/h_{wu} 의 값이 증가함에 따라(지진해일의 파고가 증가함에 따라) 안전율이 증가하는 것으로 판단되며, 지진수평가속도(k_h)는 활동력으로 작용함으로써 k_h 값이 증가할수록 안전율은 감소하는 것으로 판단된다. 또한, 지진과 지진해일파

를 고려하지 않은 경우(활동에 대한 안전율 : 0.702, 전도에 대한 안전율 : 0.668)와 비교하면 안전율은 지진해일파고가 증가함에 따라 함께 증가하는 것을 알 수 있다. 또한, 지진해일파력의 산정법에 따른 안전성평가에 관하여 본 연구에서 적용한 수치해석과 제안식간에 유사한 결과가 나타나는 것을 확인하였다.

(2) 수직지진가속도계수(k_v)의 영향

Fig. 4.13은 수직지진가속도계수(k_v)의 차이에 따른 안전율변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 다른 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $h_t/h_{wu} = 1.125$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = \phi/2$, $r_u = 0.2$ 이다. 결과를 살펴보면 k_v 의 값이 증가할수록 활동 및 전도에 대한 안전율이 감소하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 결과는 제안식과 수치해석의 두 경우에서 동일하게 나타났으며, 제안식과 수치해석간의 안전율의 차이는 k_h 값이 커짐에 따라 줄어들고 있다. 하지만, 두 결과의 차이가 크지 않고 변화양상이 유사한 것으로 나타났다.

(3) 내부마찰각(ϕ)의 영향

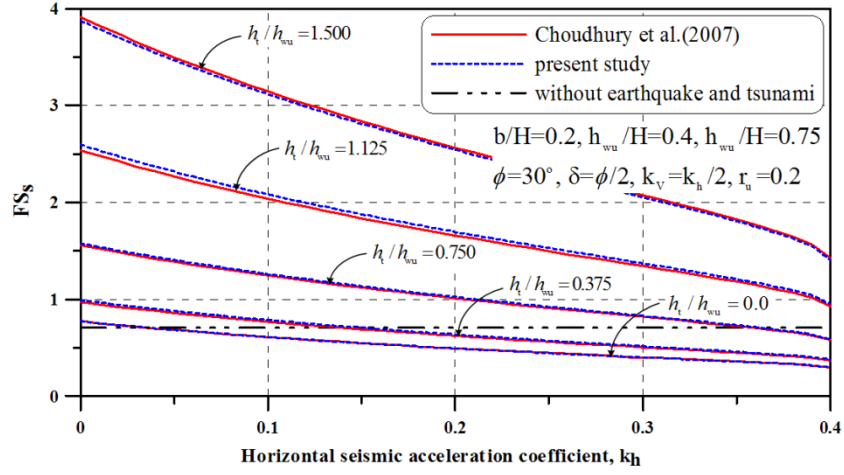
Fig. 4.14는 내부마찰각(ϕ)의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $h_t/h_{wu} = 1.125$, $\delta = \phi/2$, $k_v = k_h/2$, $r_u = 0.2$ 이다. $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면 ϕ 가 $25^\circ \sim 40^\circ$ 까지 증가함에 따라, 활동에 대하여 안전율이 약 1.9~2.3까지 증가하며, 전도에 대한 안전율도 약 2.7~3.6까지 증가하였다.

(4) 벽마찰각(δ)의 영향

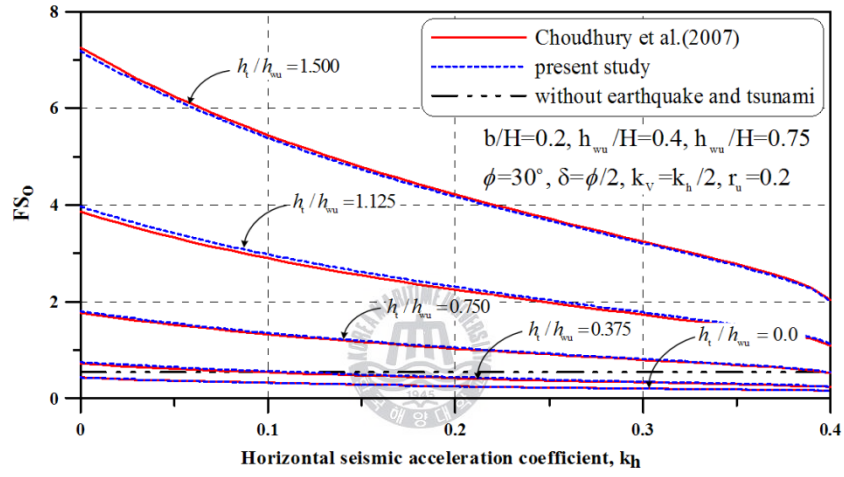
Fig. 4.15는 벽마찰각(δ)의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $h_t/h_{wu} = 1.125$, $\phi = 30^\circ$, $k_v = k_h/2$, $r_u = 0.2$ 이다. $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면 δ 의 값이 증가함에 따라 활동에 대한 안전율은 1.7~2.0로 증가하는 것으로 나타났다. 전도에 대하여 안전율은 약 2.3~2.9로 증가하는 것으로 나타났다.

(5) 간극수압비(r_u)의 영향

Fig. 4.16은 간극수압비(r_u)의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율평가에 사용된 조건들은 $b/H = 0.2$, $h_{wu}/h = 0.4$, $h_{wd}/h = 0.75$, $h_t/h_{wu} = 1.125$, $\phi = 30^\circ$, $k_v = k_h/2$, $\delta = \phi/2$ 이다. $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면 r_u 의 증가에 따라 활동에 대한 안전율은 1.9~2.2정도로 증가하였으며, 전도에 대한 안전율은 2.7~3.4정도로 증가하는 것으로 나타났다.

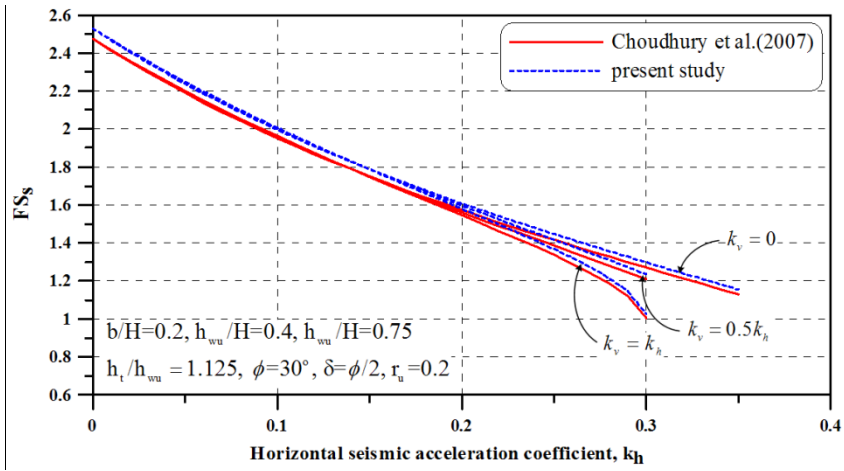


(a) sliding mode



(b) overturning mode

Fig. 4.12. Factor of safety for different h_t/h_{wu} values.



(a) sliding mode

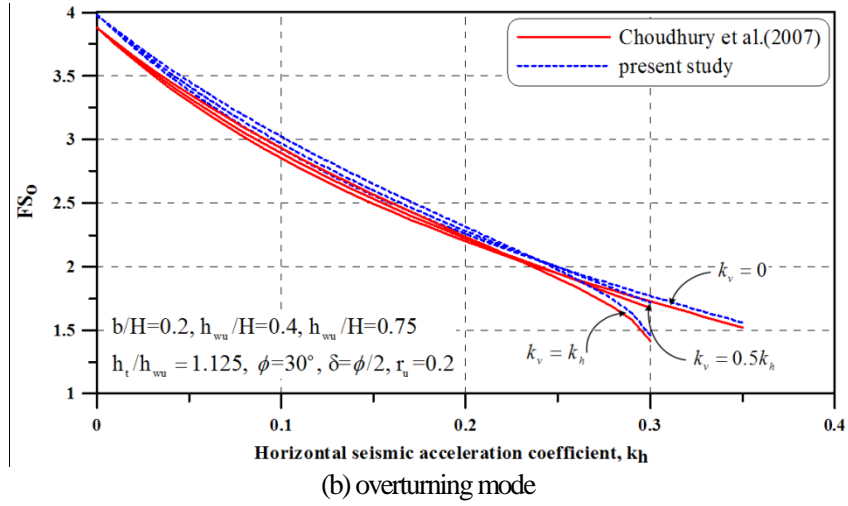


Fig. 4.13. Factor of safety for different k_v values.

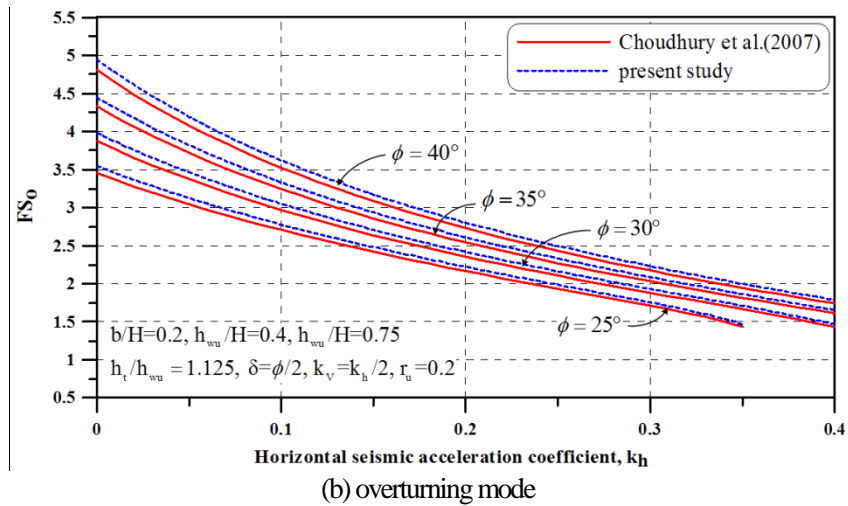
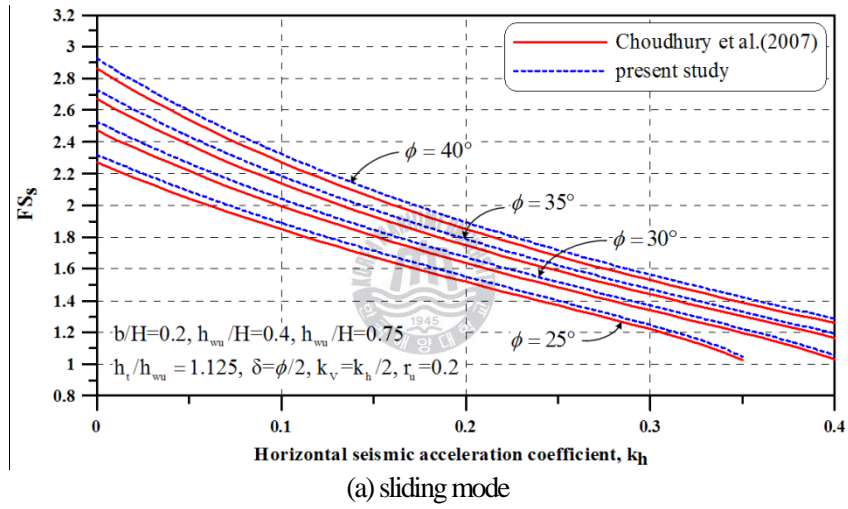


Fig. 4.14. Factor of safety for different ϕ values.

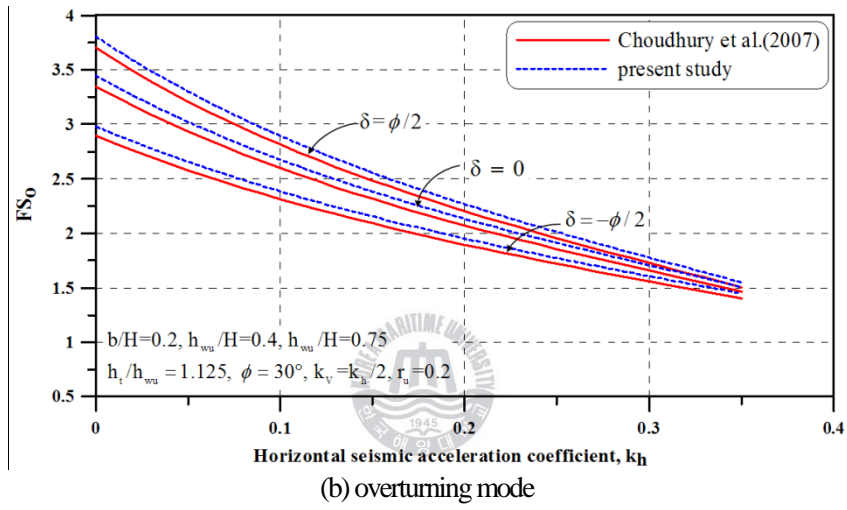
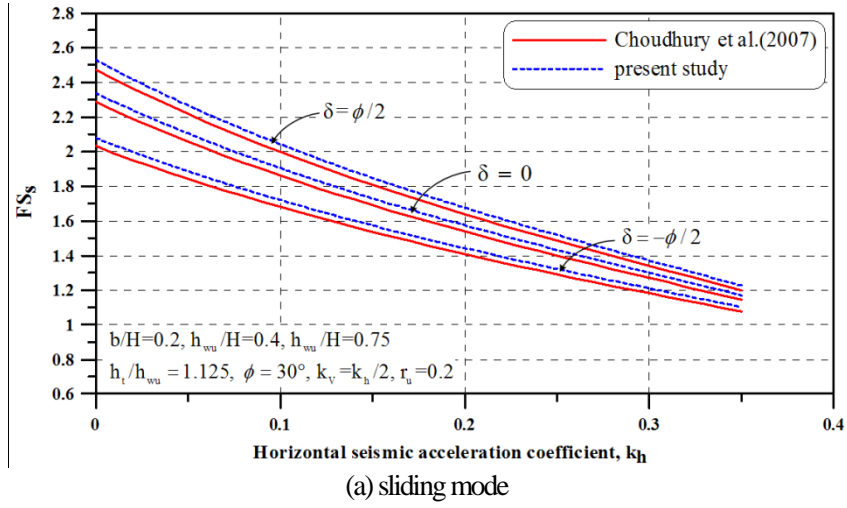
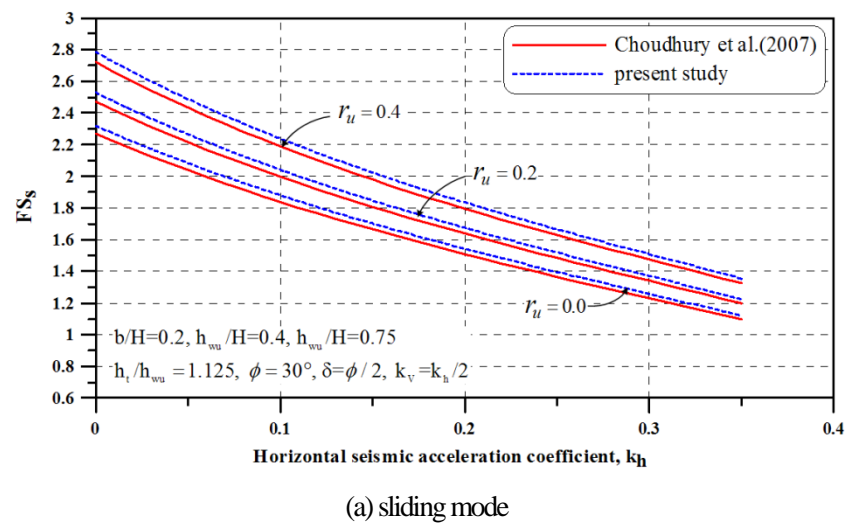
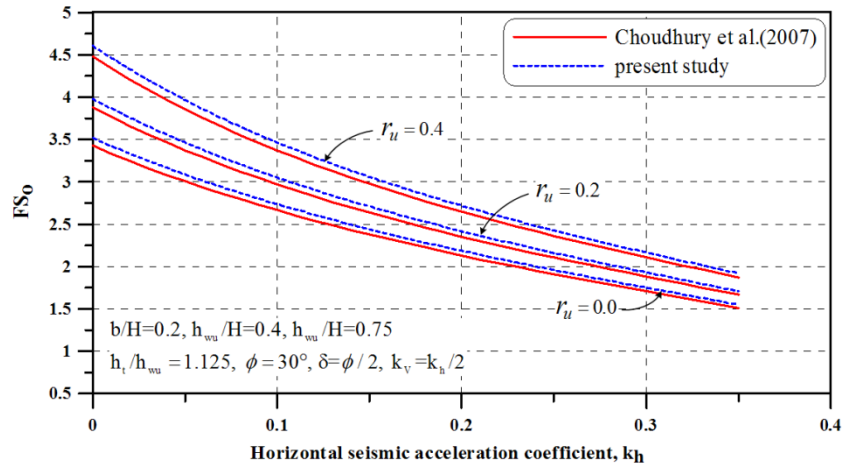


Fig. 4.15. Factor of safety for different δ values.





(b) overturning mode

Fig. 4.16. Factor of safety for different r_u values.

4.6 결론

본 연구에서는 해안옹벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대하여 한계평형상태해석법을 적용하여 활동 및 전도에 대한 해안옹벽의 안정성을 평가하였다. 또한, 지진해일파력의 산정에 대한 제안식(Yeh. H, 2006 ; CRATER, 2006)과 본 연구에서의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 추정된 지진해일파력을 적용한 경우에 해안옹벽의 안정성을 비교분석하였다. 또한, 지진해일파고(h_t), 수직지진가속도계수(k_v), 내부마찰각(ϕ), 벽마찰각(δ), 간극수압비(r_u) 등의 변화에 따른 해안옹벽의 안전율변화를 제시하였고, 해안옹벽의 안정성에 대하여 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 이로 부터 다음과 같은 사항을 확인하였다.

① 지진에 의하여 해안옹벽은 수동적인 상황과 주동적인 상황이 발생할 수 있으며, 각 상황에서 지진해일파는 안정성에 영향을 미치는 한 요인으로 작용한다. 지진해일파는 수동적인 상황에서 활동력으로 작용하여 안정성을 저하시키는 요인으로 작용하며, 주동적인 상황에서는 저항력으로 작용하여 안정성을 증가시키는 요인으로 작용하는 것으로 나타났다.

② 지진해일파력의 산정에 기존의 제안식을 사용하는 방법과 3차원혼상류해석법에 의한 수치해석결과를 사용하는 방법을 검토하였으며, 결과적으로 해안옹벽의 안정성에 미치는 영향은 유사한 것으로 나타났다. 비록, 지진해일파고가 증가할수록 두 결과간에 차이가 약간 증가하는 것으로 나타났지만, 전체적으로는 매우 유사한 것으로 판단된다.

③ 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각 및 간극수압비 등을 변화에 따른 해안옹벽의 안정성을 평가한 결과를 살펴보면 내부마찰각 및 벽마찰각의 경우 수동적인 상황과 주동적인 상황에서 값이 증가할수록 안정성도 함께 증가하는 것으로 나타났으며, 수직지진가속도계수의 경우에 두 상황에서 값이 증가할수록 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 지진해일파고 및 간극수압비의 경우에 값이 증가할수록 수동적인 상황에서는 안정성이 감소하고 있으며, 주동적인 상황에서는 증가하는 것으로 나타났다.

④ 지진과 지진해일을 고려하지 않은 경우에 수동적인 상황에서 활동 및 전도에 대한 안전율은 각각 52.58, 145.14로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 높은 것으로 나타났으며, 주동적인 상황에서 활동에 대한 안전율은 0.702, 전도에 대한 안전율은 0.668로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 매우 낮게 나타났다.

⑤ 비록 제한된 안정성해석을 수행한 결과이지만, 수동적인 상황에서 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우에 해안옹벽의 안정성은 현저히 감소하고 있다. 만약 해안옹벽이 수동적인 상황(예를 들어 선박이 접안되어 있는 경우)에서 지진과 지진해일파가 동시에 작용하면 옹벽에 큰 피해를 유발시킬 수 있을 것이다. 이러한 점으로부터 지진해일이 내습할 가능성이 있는 연안역에서 해안옹벽 설계시에 많은 유의가 요구된다.



<참고문헌>

- 국립방재연구소 (1998) 동해안에서의 쓰나미 위험도 평가., 국립방재연구소 연구보고서 NIDP-98-06.
- 김도삼, 이광호, 허동수, 김정수. (2001) VOF법에 기초한 불투과잠제 주변파동장의 수치해석., 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제 21권, 제5-B호, pp.551-560.
- 이광호, 이상기, 신동훈, 김도삼. (2008) 복수연직주상구조물에 작용하는 비선형파력과 구조물에 의한 비선형파랑변형의 3차원해석., 한국해양해양공학학회논문집, 한국해양해양공학회, 제20권, 제1호, pp. 1-13.
- 해양수산부 (2005) 항만 및 어항설계기준, 해양수산부 설계기준.
- Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002) Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics multi-dimensional flow analysis., Corona Publishing Co., LTD. Tokyo, Japan.
- Amsden, A.A. and Harlow, F.H. (1970) The SMAC method : a numerical technique for calculating incompressible fluid flow., Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M.
- Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N. and Omori, M. (2000) An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis., Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, pp. 911-915.
- Brorsen, M. and Larsen, J. (1987) Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method., Coastal Engrg., Vol. 11, pp. 93-113.
- Chakrabarti, S., Husak, A.D., Christiano, P.P., Troxell, D.E. (1978) Development of seismic design criteria for category I cofferdams., Nuclear Engineering and Design., Vol. 45, pp. 277-283.
- Choudhury, D., Ahmad, S.M. (2007) Design of waterfront retaining wall for the passive case under earthquake and tsunami., Applied Ocean Research., Vol. 29, pp.37-44.
- CRATER. (2006) Coastal risk analysis of tsunamis and environmental remediation., Italian Ministry for the Environment and the Territory(IMET).
- Ebeling, R.M., Morrison, E.E. Jr. (1992) The seismic design of waterfront retaining structures., US Army Technical Report ITL-92-11.
- Fenton, J. (1972) A ninth-order solution for the solitary wave., J. of Fluid Mech., Vol. 53, No.2, pp.257-271.
- Grimshaw, R. (1971) The solitary wave in water of variable depth: Part 2., J. Fluid Mech., Vol. 46, pp. 611-622.
- Hinatsu, M. (1992) Numerical simulation of unsteady viscous nonlinear waves using moving grid system fitted on a free surface., J. of Kansai Soc. Nav. Archit., Japan, No. 217, pp. 1-11.
- Hirt, C. W and Nichols, B.D. (1981) Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries., J. of Comput. Phys., Vol. 39, pp. 201-225.
- Kim, S.R., Jang I.S., Chung, C.K., Kim, M.M. (2005) Evaluation of seismic displacements of quay walls., Soil dynamics and earthquake Engrg., Vol. 25, pp. 451-459.

- Kramer, S.L. (1996) Geotechnical earthquake engineering., New Jersey: Pearson Education Inc.
- Kunugi, T.(2000) : MARS for multiphase calculation., CFD J., Vol. 9, No.1, IX-563.
- Miyata, H. and Nishimura, S. (1985) Finite-difference simulation of nonlinear waves generated by ships of arbitrary three-dimensional configuration., J. Comput. Phys., Vol.60, pp.391-436.
- Mononobe, N, Matsuo, H. (1929) On the determination of earth pressures during earthquakes., In: Proc. of the world engineering congress., pp. 177-185.
- Nozu, A., Ichii, K., Sugano, T. (2004) Seismic design of port structures., J. of Japan Association for Earthquake Engrg., Vol. 4(3-special issue), pp.195-208.
- Ohyama, T. and Nadaoka, K. (1991) Development of a numerical wave tank for analysis of non-linear and irregular wave field., Fluid Dyna. Res., Vol. 8, pp. 231-251.
- Okabe, S. (1924) General theory of earth pressure., J of the Japanese Society of Civil Engineers., Vol. 12, No. 1
- Rudman, J.D.(1997) Volume-tracking methods for interfacial flow calculations., Int. J. Numer. Methods in Fluids, Vol. 24, pp.671-691.
- Smagorinsky, J. (1963) General circulation experiments with the primitive equations., Mon, Weath. Rev., Vol. 91, No. 3, pp. 99-164.
- Tome, M.F. and McKee, S. (1994) GENSMAC : A computational marker and cell method for free-surface flows in general domains., J. of Comput. Phys., Vol. 110, pp.171-186.
- Yeh, H. (2006) : Maximum fluid forces in the tsunami runup zone., J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 132, No. 6, pp. 496-500.
- Westergaard, H.M. (1933) Water pressures on dams during earthquakes. Transactions., ASCE., Vol.98, pp.418-433.

5장 결론

본 연구에서는 2열불투과성사각형잠제를 대상으로 하여 단주기파랑 및 고립파의 제어에 관한 수치 해석과 육상구조물군 및 해안옹벽에 작용하는 지진해일파력에 관한 3차원수치해석을 수행하였다. 또한, 해안옹벽의 안정성평가에 대하여 3차원수치해석을 통해 산정된 지진해일파력을 적용하였다.

먼저, 2열불투과성사각형잠제를 이용한 단주기파랑의 제어에 대하여 경계적분방정식법(김도삼, 2000) 으로부터 2열잠제의 내부유수역에서 발생하는 Bragg공진현상과 파랑제어기능에 대하여 1열잠제와 대비 하여 그의 기본적인 특성을 수치적으로 파악하였으며, 고립파의 제어에 대하여 3차원혼상류해석법(3-D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows (TWOPM-3D))을 적용하여 고립파의 파랑특성을 분석하고, 2열잠제의 배치 및 형상에 따른 고립파제어특성을 고찰하였다.

육상구조물군에 작용하는 지진해일파력을 해석하기 위하여 동일한 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D) 을 적용하였으며, 복수의 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력과 육상에서 전면구조물의 유무에 따 른 그 배후구조물에서의 파력감쇠효과를 수치실험과 비교하였으며, 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 추정법 및 설계기준과의 비교를 통하여 지진해일파력의 산정에 관한 3차원수치해석의 유용성을 검토하였다. 또한, 해안옹벽에 작용하는 지진해일파력에 대하여 동일한 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D) 을 적용하여, 지진 및 지진해일파가 동시에 작용하는 해안옹벽의 안정성평가를 실시하였다. 안정성평가 는 수동적인 상황과 주동적인 상황에 대하여 한계평형상태해석법을 적용하여 수행하였다. 또한, 지진해 일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등을 변화하였으며, 해안옹벽의 안정성 에 대하여 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다.

이상의 과정으로부터 얻어진 중요한 사항을 본 논문의 결론으로 하여 아래에 기술한다.

5.1 2열불투과성사각형잠제를 이용한 단주기파랑 및 고립파의 제어

- ① 1열잠제보다 단면적이 훨씬 적은 2열잠제가 단주기파랑 및 고립파를 훨씬 효율적으로 제어한다.
- ② 1열잠제의 경우에 천단고가 높을수록, 그리고 천단폭이 넓을수록 고립파의 제어기능이 향상되지만,

천단고가 미치는 영향이 천단폭의 경우보다 훨씬 크다.

③ 2열잠제의 경우에 이격거리에 따라 파랑제어기능이 변화하며, 특히 고립파를 최적으로 제어할 수 있는 유효거리가 존재함을 확인하였다. 본 연구의 공진장치 크기 조건하에서 $L_e/h=16.973$ 를 갖는 고립파를 최적으로 제어할 수 있으며, 그 때 전달율은 0.47을 나타내었다.

④ 제한된 조건이지만 단주기파랑 및 고립파의 제어를 위한 최적이격거리를 검토한 결과, 고립파보다는 단주기파랑의 제어기능이 상대적으로 탁월하다. 본 연구의 공진장치 크기 조건하에서 단주기파랑의 경우는 최소전달율이 0.28, 고립파의 경우는 최소전달율이 0.47을 각각 나타내었다. 또한, 최소전달율이 주어지는 단주기파랑의 파장과 고립파의 유효거리가 상이하다는 것을 알 수 있었다.

5.2 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력

① 수치해석결과에서 호안으로부터 이격거리가 멀어지는 경우에 수리실험결과와 다소의 차이를 나타낸다. 이러한 문제의 원인은 바닥마찰을 고려하지 않은 것 때문으로 판단되며, 향후 바닥마찰의 영향을 고려한 모형의 개발이 필요하다.

② 지진해일파력의 크기는 연안으로부터 육상구조물까지의 거리, 전면구조물의 유무, 구조물군의 배치방식에 따라 각각 달라지며, 육상구조물까지의 이격거리보다는 전면구조물의 유무가 더 크게 영향을 미치는 것을 확인하였다.

③ 수치해석에 의한 지진해일파력의 결과는 수리실험의 결과를 잘 재현하고 있는 것으로 나타났다. 비록, 호안으로부터 이격거리가 멀어짐에 따라 바닥마찰의 미고려 등으로 인하여 부분적으로 불일치가 나타나지만, 전체적인 경향은 매우 유사하다.

④ 정수압적인 방법으로 지진해일파력을 산정한 경우 Fujima et al.(2009)의 수리실험과 수치해석의 결과 모두 유사한 경향을 나타내고 있다. 즉, Tanimoto et al.(1984)이 제안한 산정식($\alpha=3.3$)이 지진해일파력의 산정에 더 유효하다는 것을 알 수 있다. 하지만, 정수압적인 지진해일파력의 평가에는 최대침수심과 α 값에 따라 산정되는 지진해일파력의 변동폭이 크므로, 다양한 조건하에서 많은 실험과 수치해석이 수행되어야 할 것이다.

⑤ 동수압적인 방법으로 지진해일파력을 산정한 경우 Simamora et al.(2007)이 제시한 C_D 값($C_D=1.21$)과 수치해석의 평균 C_D 값($C_D=1.26$)이 유사한 값을 가지며, FEMA-CCM(2005), Yeh(2006, 2007) 등에 의한 결과가 지진해일파력을 과대평가하는 것으로 나타났다. 또한, Fujima et al.(2009)이 제안한 지진해일파력의 추정치에 관한 두 가지 방법에 대하여 수치해석이 수리실험결과를 잘 재현하고 있으며, 수리실험결과와 수치해석결과가 매우 유사한 경향을 가지는 것으로 확인하였다. 또한, 수리실험결과와 수치해석결과를 모두 고려한 회귀식을 제시하였다.

5.3 지진 및 지진해일파 작용하의 해안옹벽의 안정성평가

① 지진에 의하여 해안옹벽은 수동적인 상황과 주동적인 상황이 발생할 수 있으며, 각 상황에서 지진해일파는 안정성에 영향을 미치는 한 요인으로 작용한다. 지진해일파는 수동적인 상황에서 활동력으로 작용하여 안정성을 저하시키는 요인으로 작용하며, 주동적인 상황에서는 저항력으로 작용하여 안정성을 증가시키는 요인으로 작용하는 것으로 나타났다.

② 지진해일파력의 산정에 기존의 제안식을 사용하는 방법과 3차원혼상류해석법에 의한 수치해석결과를 사용하는 방법을 검토하였으며, 결과적으로 해안옹벽의 안정성에 미치는 영향은 유사한 것으로 나타났다. 비록, 지진해일파고가 증가할수록 두 결과간에 차이가 약간 증가하는 것으로 나타났지만, 전체적으로는 매우 유사한 것으로 판단된다.

③ 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각 및 간극수압비 등을 변화에 따른 해안옹벽의 안정성을 평가한 결과를 살펴보면 내부마찰각 및 벽마찰각의 경우 수동적인 상황과 주동적인 상황에서 값이 증가할수록 안정성도 함께 증가하는 것으로 나타났으며, 수직지진가속도계수의 경우에 두 상황에서 값이 증가할수록 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 지진해일파고 및 간극수압비의 경우에 값이 증가할수록 수동적인 상황에서는 안정성이 감소하고 있으며, 주동적인 상황에서는 증가하는 것으로 나타났다.

④ 지진과 지진해일을 고려하지 않은 경우에 수동적인 상황에서 활동 및 전도에 대한 안전율은 각각 52.58, 145.14로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 높은 것으로 나타났으며, 주동적인 상황에서 활동에 대한 안전율은 0.702, 전도에 대한 안전율은 0.668로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 매우 낮게 나타났다.

⑤ 비록 제한된 안정성해석을 수행한 결과이지만, 수동적인 상황에서 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우에 해안옹벽의 안정성은 현저히 감소하고 있다. 만약 해안옹벽이 수동적인 상황(예를 들어 선박이 접안되어 있는 경우)에서 지진과 지진해일파가 동시에 작용하면 옹벽에 큰 피해를 유발시킬 수 있을 것이다. 이러한 점으로부터 지진해일이 내습할 가능성이 있는 연안역에서 해안옹벽 설계시에 많은 유의가 요구된다.



감사의 글

대학원 생활의 끝자락에서 2년이라는 시간을 되돌아보니 한 마디 가슴 속에 새겨진 말이 있었습니다. 제 가슴 속에 새겨진 말은 ‘마부작침(磨斧作針)’으로, 아무리 힘들고 어려운 일이라도 포기하지 않고 꾸준히 노력한다면 이룰 수 있다는 것 입니다. 제가 이 말을 항상 생각하며 가슴에 새겨 끝까지 포기하지 않고 노력할 수 있도록 도움을 주신 많은 분들이 있습니다.

먼저 학부에서부터 대학원 생활까지 항상 큰 가르침을 주신 저의 스승님이신 김도삼교수님께 고개 숙여 감사의 인사를 드립니다. 학문적인 부분은 물론이고 인간으로써의 도리를 가르쳐주신 교수님께 너무나 큰 은혜를 입었습니다. 그 은혜를 잊지 않고 항상 가슴에 새겨서 앞으로도 부끄럽지 않은 제자가 되도록 노력하겠습니다. 건강하십시오. 그리고 한국해양대학교 토목공학과에서 많은 가르침을 주신 김태곤교수님, 이중우교수님, 경갑수교수님과 논문의 완성도를 위하여 많은 조언을 주신 김태형교수님과 조효제교수님께 감사의 말씀을 전합니다. 또한, 대학원 생활을 하는데 많은 도움을 주셨던 경상대학교의 배기성교수님께도 감사의 말씀을 드립니다.

사회생활을 하면서도 박사논문 작성한다고 고생하신 성호형과 지민이형. 항상 연구실 후배들을 생각해서 작은 것 하나라도 챙겨주시고 미래에 대하여 많은 조언과 상담해주셔서 감사합니다. 그리고 멀리 일본에서 부족한 후배들 챙겨주고, 하나하나 가르쳐주신 광호형과 창훈이형에게 진심으로 감사의 인사를 드립니다. 그리고 항상 연구실 후배들 챙겨주시는 광수형, 승현이형, 낙훈이형에게도 감사의 말씀을 전합니다. 그리고 연구실에서 함께 고생하고 동거동락했던 사랑하는 우리 연구실 멤버들. 허리~Up~! 해서 건강해졌으면 하는 만형 현석이형, 종합병원이지만 보기에겐 멀쩡한 X쟁이 진우, 격일제 다이어트 하는 일출 동진이, 어딘지 모르게 범상치 않은 개그감각의 소유자 범범 성심이, 죄송하지도 않으면서 죄송하다는 구릿빛 피부의 짜장 정현이, 아침마다 퐁퐁 부은 사각형 얼굴로 나를 깨워준 이현 현석이, 어릴 때보다 많이 예뻐져 얼핏 김연아 닮은 것 같은 민지, 아침이나 밤이나 잠도 없이 열심히 공부하는 RHW 홍원이. 다들 무슨 일이든지 끝까지 포기하지 말고 항상 노력하는 마음가짐으로 더욱 열심히 공부 했으면 좋겠습니다. 그리고 무엇보다 어떤 일이든 하고자 하는 의지를 가지고 포기하지 않았으면 좋겠습니다. 파이팅~!

그리고 우리 02 학번 동기들. 같은 고등학교 나왔지만 한번도 고등학교에서는 보지 못했던 뽕파파~! 상길이, 매일 학교에서 먹고 자고 해서 빼만 남은 성진이, 구조역학은 신통치 않지만 넓고 얇은 지식의 소유자이며 자칭 정신적 지주인 Beast 현기, 연구소 생활이 더 힘들다고 매일 투덜대지만 항상 열심히 하고 잘 하고 있는 리장님 남우, 여자친구 생겨서 옷을 한번에 6 개씩 사는 따라쟁이 Angchun 영준이, 교수님과 떨어져 홀로 열심히 공부하고 있는 박사과정 유나. 그리고 취업한 길태, 재학, 선현 등 열심히

각자의 생활을 하고 있는 우리 동기들이 자랑스럽고 그들과 함께한 시간이 너무나 큰 추억이 되었습니다. 모두에게 감사하고 다들 사회에서 좋은 모습으로 만났으면 합니다. 그리고 다른 연구실이지만 항상 많은 도움을 주신 선배님들과 후배님들. 대학원에서도 교복을 입으시는 웅기형, 친누나 같이 잘 챙겨주는 수정이누나, 형님&Cash 대표이사 진은이형, 토질방의 통통한 다크호스 성규, 유도했던 종엽이, 허어~영하는 느림보 효상이, 섹시 시베리안 소연이, 같이 입학하고 졸업하는 노루 은경이, 지도교수님 닥아서 하이톤인 민선이에게도 감사의 말을 전합니다.

마지막으로 대학원 생활한다고 많이 소홀했던 가족들에게 너무 죄송하고 감사합니다. 항상 아들을 믿어주시고 걱정해주시는 우리 사랑하는 부모님과 이제는 두 아이의 부모가 된 큰 누나와 가족과 떨어져 열심히 일하고 있는 큰 매형, 시집가서 많이 행복해 보이는 작은 누나와 너무 좋은 작은 매형에게 정말 감사합니다. 이제 사회에 나가서 부끄럽지 않은 아들과 동생이 되도록 노력하겠습니다. 사랑합니다. 그리고 항상 곁에 있어서 소중함을 잊었던 적도 있었지만, 언제나 힘이 되어주며 누구보다 제가 잘 되기를 바라는 사랑하는 그 사람에게 너무나 감사합니다.

그리고 미처 언급하지 못했던 모든 분들에게 진심으로 감사드리며, 건승하시고 항상 건강하시길 바랍니다.



2010 년 7 월
하 선욱 드림